

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civiles et industrielles.*

Thème

*Etude d'une Structure R+8 à usage d'habitation et commercial à
Ossature mixte contreventée par voile avec l'application ETABS V.9.7*



M^{elle} SMAILI Karima

Promotion 2016/2017

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.

Nous tenons encore à remercier notre cher promoteur Mr BOUHERAOUA qui est le guide et l'exemple du sérieux dans le travail.

Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin d'étude, nos amis de nous avoir aidé. Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents aux quels je dois tout.

À mon frère : Ali .

À mes sœurs : Malika et Djamila.

*Sabrina et son mari Ali ainsi que ses petits anges
Amine et Sara*

À toute la famille : Smaili ; Zidane et Naar.

À tous mes amis.

À tous mes camarades.

Karima
Karima

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A la mémoire de mon défunt père.

A la plus belle créature que dieu a créée sur terre,,,

*A cette source de tendresse, de patiences et de
générosité,,,*

A ma mère.

Mes très chers sœurs et frères.

Mes chers amis (es).

*Tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de
continuer.*

HAYAT
HAYAT

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Description et présentation de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge.....10

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1 Calcul de l'acrotère.....23

III.2 Calcul de plancher32

III.3 Calcul de la salle machine55

III.4 Etude du balcon.....65

III.5 Etude de l'escalier69

III.6 Calcul de la poutre palière85

Chapitre IV : Modalisation et vérification de la RPA.....93

Chapitre V : Ferrailage de la superstructure

V.1 Ferrailage des Poutres.....111

V.2 Ferrailage des Poteaux130

V.3 Ferrailage des voiles.....147

Chapitre VI : Ferrailage de l'infrastructure.....161

Conclusion générale

Bibliographie

INTRODUCTION

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage,
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses),
- Confort,
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation,
- Durabilité (duré de vie),
- Résistance au feu.

Rappelons que le béton armé de par sa composition est obtenu par incorporation d'armatures dans le béton pour reprendre les efforts de traction. Le béton seul résiste mal à la traction mais résiste bien à la compression. C'est un matériau très hétérogène et anisotrope. L'acier est un matériau homogène et isotrope, il résiste aussi bien en traction qu'en compression.

Le mélange de ces deux matériaux est hétérogène et anisotrope. Les pièces en béton armé jouent un rôle important dans la structure dont elles font partie. Un pourcentage minimal d'armatures est habituellement prévu, en application de la règle de non fragilité, lorsque la résistance à la traction par flexion des pièces est supposée nulle.

Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble **R+8** en béton armé, une répartition des différents éléments avec leur section de béton et d'acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Des principes de calculs propres au béton armé ont été élaborés grâce à des hypothèses permettant une application de la Résistance des Matériaux. Il s'agit de la loi de HOOK, du principe de superposition, de l'hypothèse de NAVIER-BERNOUILLI (les sections planes restent planes après déformation). On suppose que le béton est fissuré en traction (hypothèse de NEWMANE).

Ainsi, la théorie utilisée actuellement pour le calcul des ouvrages de béton armé est basée sur des données consistant à étudier leur comportement local ou d'ensemble. C'est ce qui a permis le calcul suivant la méthode des ETATS LIMITES.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel **ETABS** pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

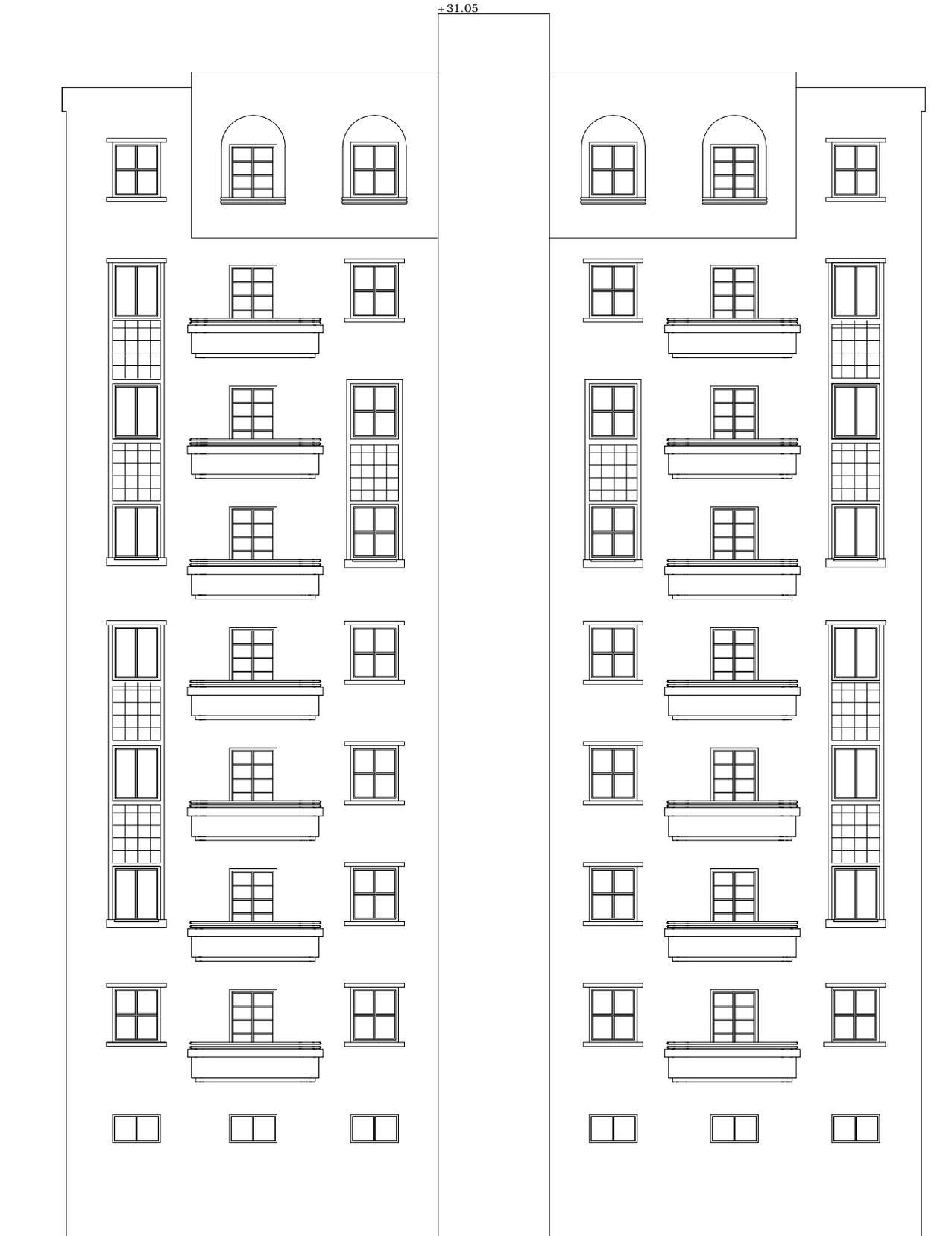
Ce présent document s'articule sur les points suivants:

- La présentation du projet et du logiciel de calcul utilisé;
- La conception structurale du projet;
- Le dimensionnement des éléments de la structure.

Plus exactement il est constitué de six chapitres

- Le **Premier chapitre** consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le **deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le **3ème chapitre** présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le **4ème chapitre** portera sur la modélisation et vérification de RPA . L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure à l'aide du logiciel de calcul ETABS
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le **5^{ème} chapitre**.
- Pour le **dernier chapitre** on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

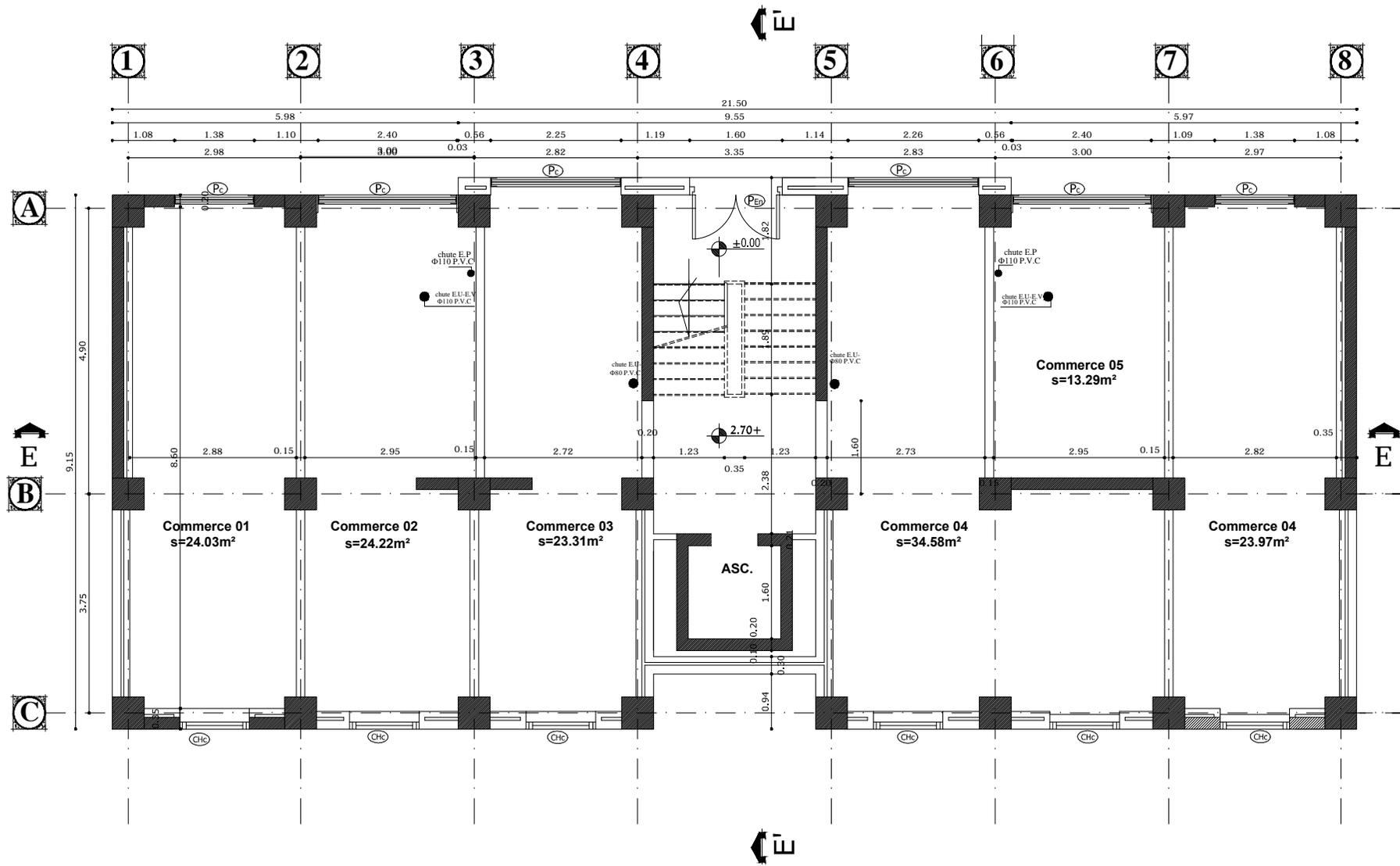
+31.05



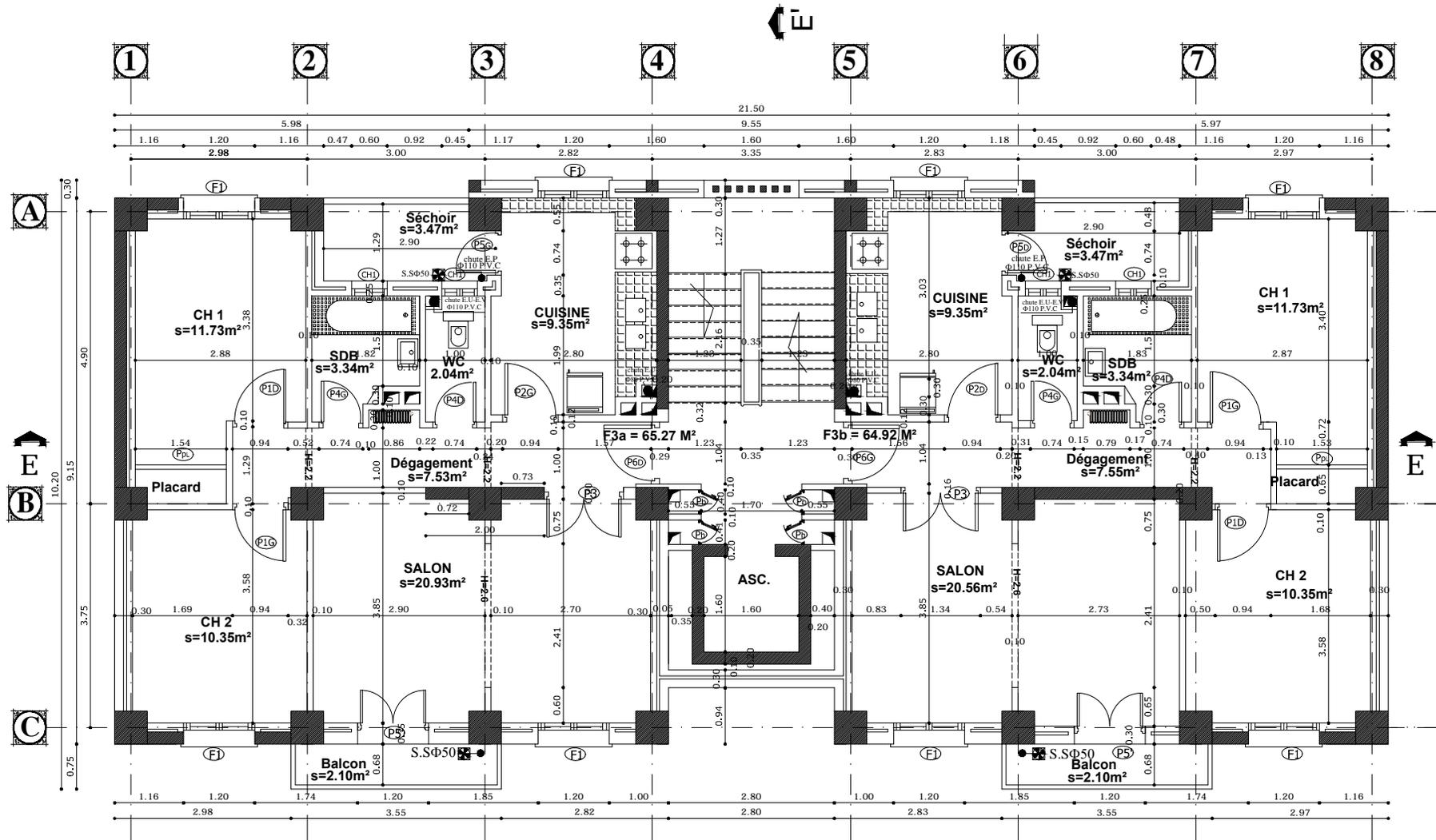
FACADE PRINCIPALE



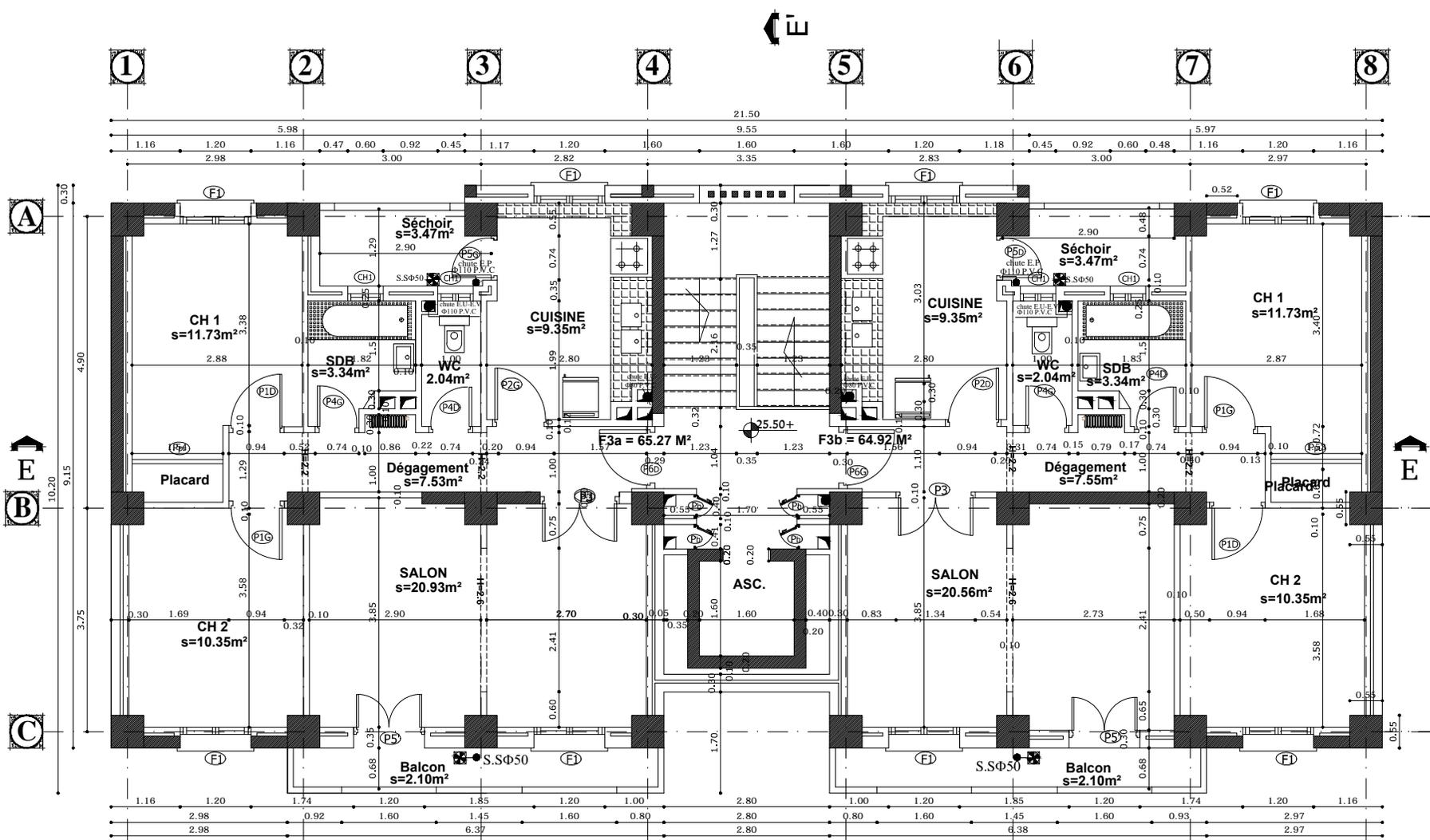
COUPE E-E



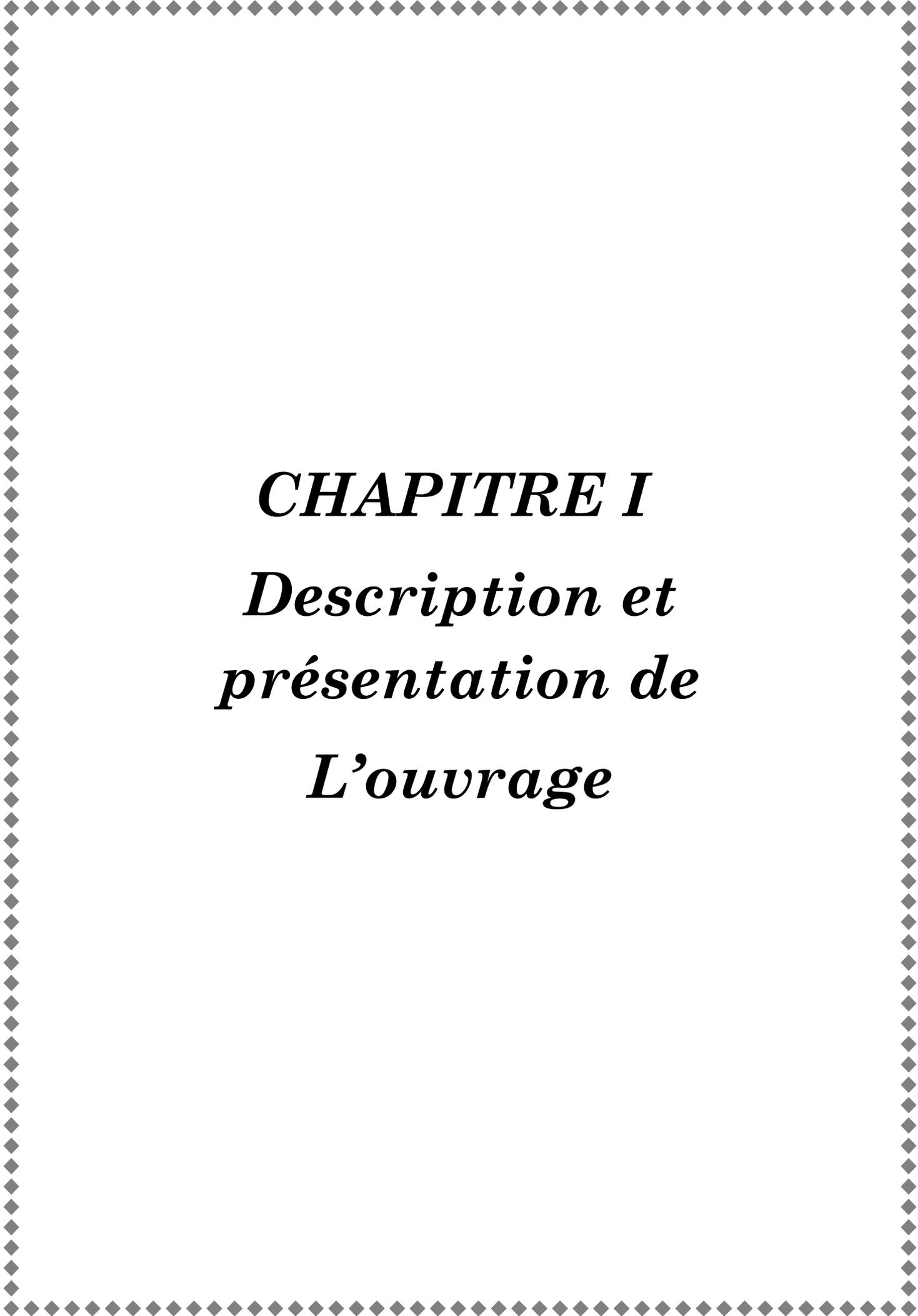
PLAN RDC COMMERCES



- PLAN ETAGE COURANT



- PLAN 8EME ETAGE BLOC E



CHAPITRE I
Description et
présentation de
L'ouvrage

CHAPITRE I

DESCRIPTION ET PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8) à usage commercial et d'habitation, à ossature mixte (portique << poteau-poutre >> et voile en béton armé).

Cet ouvrage sera implanté à **Tizi-Ouzou** qui est classée par les Règlements Parasismique Algériennes (**RPA 99 / Version 2003**) comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

C'est un bâtiment à ossature mixte. Il est constitué de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial,
- 8 étages à usage d'habitation,
- Une cage d'escalier,
- Une cage d'ascenseur.

I.3 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DU SOL

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :
Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2.00$ bars.

I.4 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE

Comme caractéristiques géométriques, nous relevons ce qui suit :

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) : 29.16 m,
- Longueur totale du bâtiment : 21.50 m,
- Largeur totale du bâtiment : 10.20 m,
- Hauteur d'un étage courant : 3.06 m,
- Hauteur d'un rez-de-chaussée : 4.08 m,
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m.

I.5 ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE

1. Ossature

Le bâtiment a une ossature mixte composée de poteaux et des poutres qui forment un système de portiques, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, formant ainsi un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

2. Les planchers

Tous les planchers de ce bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression pour les étages courants, les planchers disposent d'un revêtement en carrelages scellés. En revanche, pour la terrasse, le plancher dispose d'un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1.5% afin de faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : les planchers supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : Ils assurent l'isolation thermique et acoustique.

3. Les escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, composés de paliers et de paillasse en béton armé, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont coulés sur place, on distingue deux catégories :

- o Escalier a trois volées conduisant du RDC au 1^{er} étage.
- o Escalier a deux volées menant du 1^{er} étage aux divers autres étages.

4. Dalle pleine en béton arme

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons, les paliers de l'escalier et la salle machines

5. Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

6. Maçonnerie

Concernant la maçonnerie, on relève les éléments suivants :

- Murs extérieurs : ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10),
- Murs intérieures : ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

7. Les revêtements

Les divers types de revêtements et leur destination se présentent comme suit :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau,
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds,
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

8. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales, et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

9. Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles et les poteaux de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les poutres.

10. Règlements utilisés

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles **BAEL91**, aux prescriptions algériennes de construction inscrites dans le **RPA99 modifié 2003** et dans le **DTR-BC2.2**.

I.6 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

A. LE BÉTON

A.1 GENERALITES

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels ou artificiels agglomérés par un liant (ciment) et éventuellement d'adjuvants. Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA325.

Pour 1 m^3 de béton :

- Granulats : sable 380 à 450 cm^3 ,
- Gravillons : 750 à 850 cm^3 ,
- Ciment : 300 à 400 kg ,
- Eau : 140 à 200 L ,
- Adjuvants (retardateur, accélérateur, entraîneur d'air...).

La réalité pratique conduit vers le rapport suivant : $\frac{E}{C} = 0,5$.

Le béton possède une grande résistance à la compression (20 à 40 MPa) et une faible résistance à la traction (2 à 4 MPa).

A.2 RESISTANCE CARACTERISTIQUE DU BETON A LA COMPRESSION (BAEL 91 modifie 99Art A 2.1.11)

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, dite : « Résistance Caractéristique à la compression », notée f_{c28} . Elle est déterminée sur la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16×32) cm^2 par compression axiale après 28 jours de durcissement.

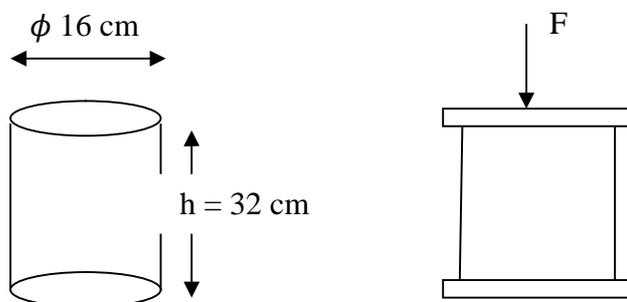


Figure I.1 Essai de compression

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \\ f_{cj} &= f_{c28} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ [MPa]} \end{aligned} \right\} \text{(BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1)}$$

Pour $j > 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Pour ce projet, la résistance caractéristique à la compression adoptée sera : $f_{c28} = 25$ [MPa]

A.3 RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA TRACTION

La résistance du béton à la traction (f_{ij}) est très faible, elle est déterminée par la relation suivante :

$$\left. \begin{aligned} f_{ij} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}), \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \\ f_{c28} &= 25 \text{ MPa et } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \text{(BAEL91 modifié 99, Art 2 - 1.12)}$$

A.4 CONTRAINTES LIMITES

A.4.1 CONTRAINTE A LA COMPRESSION

- **Etat limite ultime (ELU)**

Il correspond à la perte d'équilibre statique et l'effet unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{(BAEL91 modifié 99, Art A.2.1, 41).}$$

Avec:

θ : coefficient dépendant de l'application des combinaisons d'action (durée de la charge).

Ses valeurs sont comme suit :

- $\theta = 0,85$ quand $t \leq 24$ h.
- $\theta = 0,90$ quand $1h \leq t \leq 24$ h.
- $\theta = 1,00$ quand $t > 24$ h.

Et, γ_b : Coefficient de sécurité partiel. Il est tel que :

- $\gamma_b = 1,5$ en situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

À $j = 28$ jours, en situation courante : $\gamma_b = 1,5$ et durable : $\theta = 1$.

On a : $\sigma_{bc} = \frac{0,8525}{1,5} = 14,17 \approx 14,2$ MPa

▪ Diagramme contrainte-déformation

Le diagramme est composé d'une :

- partie pour $\varepsilon_{bc} \leq 2\%$: c'est l'état élastique,
- partie pour $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$: c'est l'état plastique.

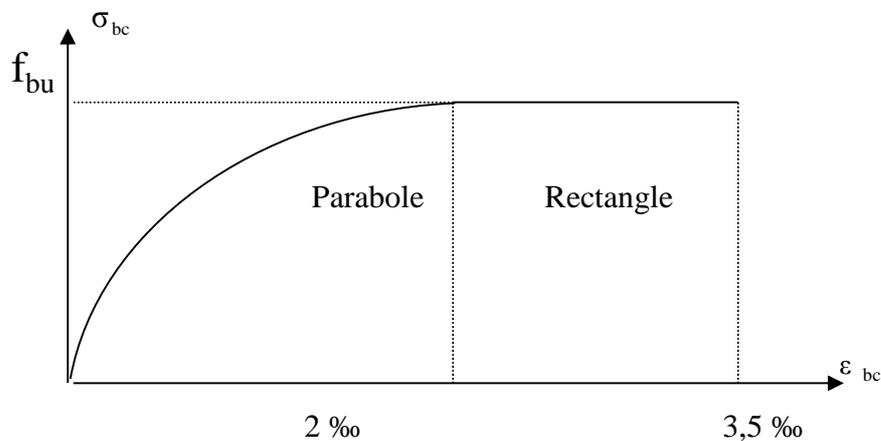


Figure I.2 Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

▪ Etat limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprend les états limite de fissuration et de déformation :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton,
- Etats limites d'ouvertures des fissures,
- Etats limites de service de déformation.

A.4.2 LA CONTRAINTE LIMITE DE SERVICE A LA COMPRESSION

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS.

A $j=28$ jours :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

A.4.3 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION

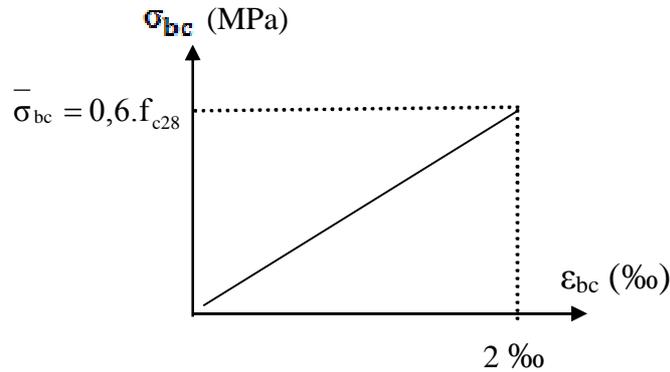


Figure I.3 Diagramme de contrainte –déformation du béton à la compression (ELS)

A.4.4 Contrainte limite ultime de cisaillement (BAEL91, Art5.1, 1)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_{\mu} = \frac{V_{\mu}}{b_0 \cdot d}$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5)$ [MPa], pour la fissuration peu nuisible,
- $\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4)$ [MPa], pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

Avec :

V_u : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU).

b_0 : la largeur de l'âme.

d : valeur de la hauteur utile.

A.5 MODULE DE DEFORMATION

➤ Déformation instantanée

On distingue deux déformations instantanées :

- Déformation longitudinale,
- Déformation transversale.

➤ Module de déformation longitudinale du béton

On admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 h.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91 modifié 9, Art A.2.1, 21}).$$

Pour : $j = 28j$ tel que : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

Et ν : instantanée.

➤ Module de déformation transversale

D'après la règle BAEL91 modifiée99, Art A.2.1,3, le module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec : E : Module de Young.

ν : coefficient de poisson.

Et tels que :

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta t/t} \text{ et } \nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

On notera que :

$\nu = 0$ (ELU), pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0,2$ (ELS), pour le calcul des déformations.

b. Déformation différée

C'est une déformation longitudinale à longue durée.

Le module de déformation longitudinale à longue durée est donné par :

$$E_{\nu} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91 modifiée99, Art A.2.1, 22}).$$

Pour les charges de longue durée d'application à $j = 28$ jours ;

$$E_{\nu 28} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

B. ACIER

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

En général les aciers utilisés sont de type :

1. **Acier a haute adhérence (HA)** : ce sont des aciers à haute résistance et se présentent en 2 nuances :

FeE 400 → $f_e = 400 \text{ MPa.}$

FeE 500 → $f_e = 500 \text{ MPa.}$

2. **Les treillis soudés (Fe 520)**: ce sont des composés de fils porteurs de diamètre plus faible.
Fe : limite élastique dans le temps.

B.1 MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

Pour tout les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale est égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa (BAEL91 modifie99, Art A.2.2,1).}$$

B.2 COEFFICIENT DE POISSON

Le coefficient de poisson ν pour les aciers pris égal à **0.3**.

B.3 LES CONTRAINTES LIMITES DANS LES ACIERS

a. A l'ELU

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{F_c}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91 modifie99, Art A.4.3,2}).$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \\ \gamma_s = 1.15 : \text{Situation durable.} \\ \gamma_s = 1.00 : \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

b. A l'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures)
D'après les règles BAEL99, on distingue 3 cas de fissurations.

❖ Fissuration peu nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts. Dans ce cas, il n'y a pas de vérification à effectuer excepté :

$$\sigma_{st} \leq \frac{f_c}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91 modifie99, Art A.4.5})$$

❖ Fissuration préjudiciable

Cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, risque d'infiltration :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}}) \right] \quad (\text{BAEL91 modifie99 Art A 4.5.32})$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

Avec :

η = Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.00$ pour les aciers rond lisse (r.l).

$\eta = 1.30$ pour les aciers hautes adhérences ($\Phi < 6$ mm)

$\eta = 1.60$ pour les aciers hautes adhérences (H.A) ($\Phi > 6$ mm).

❖ Fissuration très préjudiciable

Cas des éléments qui doit assurer une étanchéité ou exposés à des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 90 \sqrt{f_{t28}}) \right]$$

(BAEL91 modifié99 Art A.4.5,33).

B.4 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DE L'ACIER (BAEL91 modifié99 Art A.2.2, 2)

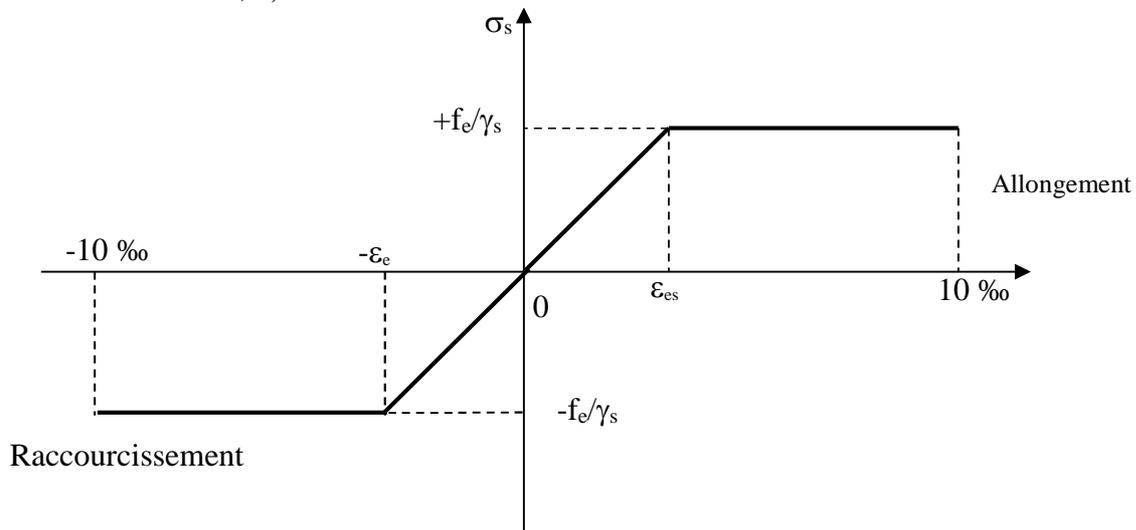


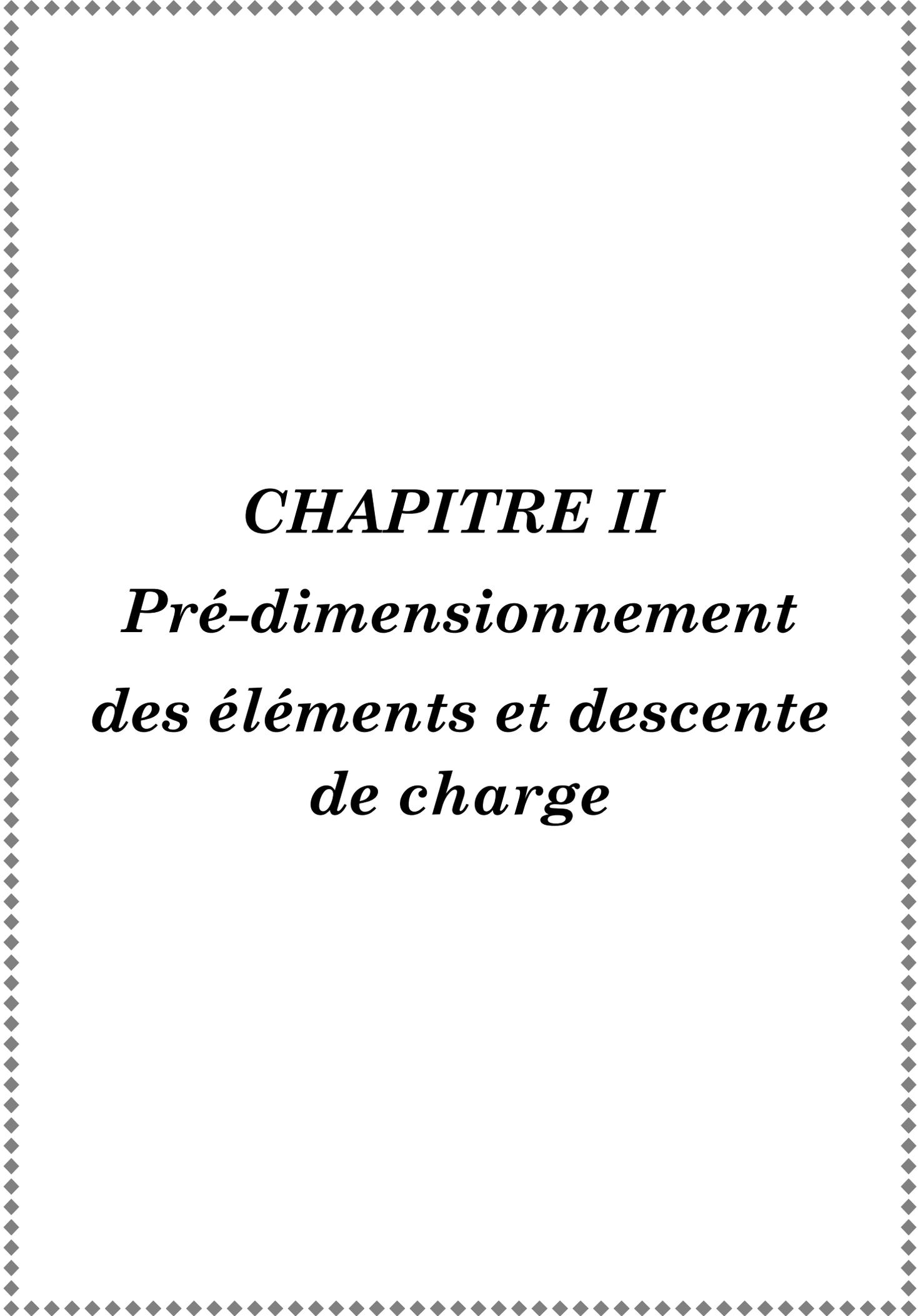
Figure I.4 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

B.5 PROTECTION DES ACIERS (BAEL91 modifié99 Art A.7.2.4)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $C \geq 3$ cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 2$ cm : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $C \geq 1$ cm : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Dans notre structure on prend un enrobage : $C = 2$ cm.



CHAPITRE II
Pré-dimensionnement
des éléments et descente
de charge

CHAPITRE II

PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

II.1 INTRODUCTION

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99, CBA93.

II.2 PRÉDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.2.1 Poutres principales

a. La hauteur h_t

La hauteur h_t est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis

h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 490 - 25 = 465 \text{ cm}$$

$$\frac{465}{15} \leq h_t \leq \frac{465}{10}$$

$$31 \leq h_t \leq 46,5 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 40 \text{ cm}$

b. La largeur

La largeur b est donnée par

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$

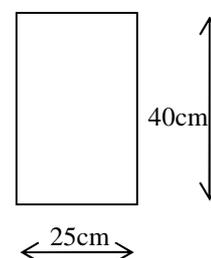


figure II.1 poutre principale

c. Vérification des exigences du (RPA 99 Version 2003 Art 7-4-1)

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 < 4 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

II.2.2 Poutres secondaires

a. La hauteur h_t

La hauteur h_t est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis ;

h_t : hauteur totale de la poutre ;

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 30 \text{ cm}$

b. La largeur b

La largeur b est donnée par

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

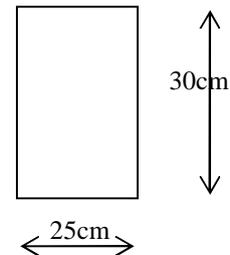


Figure II.2 poutre secondaire

c. Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1)

Ces vérifications sont montrées dans le tableau qui suit.

Tableau II.1 Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1)

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifié (Oui/Non)
Hauteur (cm)	40 > 30	30 > 25	Oui
Largeur (cm)	25 > 20	25 > 20	Oui
Hauteur / Largeur)	1,6 < 4	1,2 < 4	Oui

Conclusion

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes

Poutres principales : $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $h_t = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

II.3 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement, et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II.3.1 Plancher en corps creux

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements, et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

- L : longueur entre nus d'appuis,
- h_t : hauteur totale du plancher.

On a :

$$L = 4,90 - 0,25 = 4,65\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{465}{22,5}$$

$$h_t = \mathbf{20,66 \text{ cm.}}$$

Conclusion

On adoptera un plancher de **21 cm** d'épaisseur composés d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

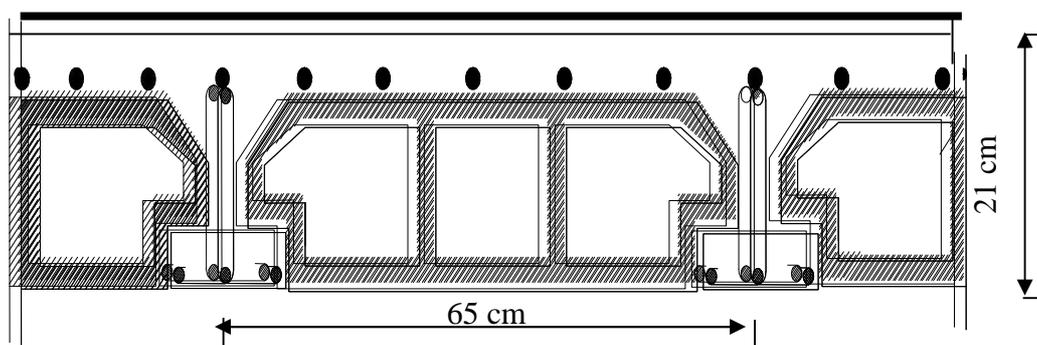


Figure II.3 Coupe d'un plancher à corps creux

II.3.2 Plancher dalle pleine

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

- Condition de résistance à la flexion
- Épaisseur minimale requise h_0

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \text{ Si } \alpha < 0,4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \text{ Si } \alpha > 0,4$$

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

l_x : Petit coté du panneau de dalle

l_y : Grand coté du panneau de dalle

1. Cage d'ascenseur niveau terrasse

$$\alpha = \frac{1,60}{1,60} = 1 \text{ Avec } l_x = 1,60 \text{ m}$$

$$h_0 \geq \frac{160}{40} = 4 \text{ cm}$$

2. Balcons

$$\alpha = \frac{0,75}{6,37} = 0,117 \text{ Avec } l_x = 0,75 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{75}{40} = 1,9 \text{ cm}$$

▪ Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm.

▪ Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons $h_0 = 15 \text{ cm}$

II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles sont des éléments constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales ; d'une part, ils sont porteurs, ce qui leur permet d'assurer le transfert des charges verticales, d'autre part, ils assurent une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (**Art 7-7-1 du RPA99**)

II.4.1 Épaisseur

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_{e \max} = 4,08 - 0,21 = 3,87 \text{ m}$$

$$e = \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{387}{20} = 19,35 \text{ cm}$$

Avec :

$h_{e \max}$: hauteur libre du RDC

⇒ **e = 20 cm**

II.4.2 Vérification des exigences du RPA99 Art 7.7.1

Ils sont considérés comme voiles de contreventement.

Les voiles satisfaisants à la condition : $L_{\min} \geq 4.e$

On a :

$$L_{\min} = 0,85 \text{ m} \geq 4 \times 0,20 = 0,8 \text{ m}, \quad \text{d'ou la condition est vérifié.}$$

Avec:

L_{\min} : portée minimale des voiles.

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à **Tizi-Ouzou**, zone de moyenne sismicité (**IIa**).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion

On adoptera une épaisseur des voiles : **e = 20 cm**.

II.6.CHARGES ET SURCHARGES

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation sont données comme suit

II.6.1 Charges permanentes (données par le DTR)

a. Charge permanente de plancher terrasse inaccessible (corps creux)

- 1- Protection lourde ($e_p = 5$ cm) : 1,00 KN /m²,
 - 2- Etanchéité multiple ($e_p = 2$ cm) : 0,12 KN /m²,
 - 3- Forme de pente ($e_p = 7$ cm) : 1,54 KN /m²,
 - 4- Para vapeur (Feuille polyane) : 0,01 KN/m²,
 - 5- Isolation thermique en liège ($e_p = 5$ cm) : 0,16 KN /m²,
 - 6- Plancher corps creux (16 + 5 cm) : 2,94 KN /m²,
 - 7- Enduit de plâtre ($e_p = 2$ cm) : 0,20 KN /m,
- $G = 5,97$ KN /m²

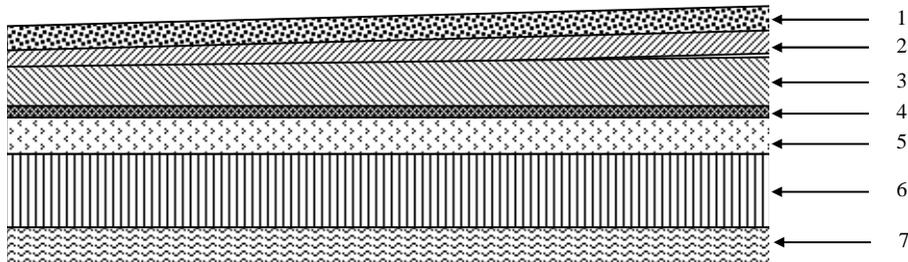


Figure II.4 plancher terrasse inaccessible.

b. Plancher étages courants et RDC (corps creux)

- 1-Revêtement en carrelage ($e_p = 2$ cm) : 0,40 KN /m²,
 - 2-Mortier de pose ($e_p = 3$ cm) : 0,60 KN /m²,
 - 3-Couche de sable ($e_p = 3$ cm) : 0,66 KN /m²,
 - 4-Plancher corps creux (16 +5 cm) : 2 ,94 KN /m²,
 - 5-Enduit de plâtre ($e_p = 2$ cm) : 0,20 KN /m²,
 - 6-Maçonnerie en brique creuse ($e_p = 10$ cm) : 0,90 KN /m²,
- $G=5,7$ kN /m

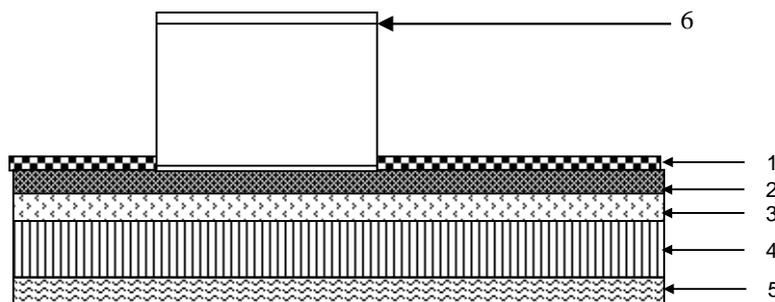


Figure II.5 plancher étages courants et RDC (corps creux)

c. Balcons en dalle pleine

- 1- Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$) : $0,40 \text{ KN /m}^2$,
 - 2- Mortier de pose ($e_p = 3\text{cm}$) : $0,60 \text{ KN /m}^2$,
 - 3- Couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$) : $0,66 \text{ KN /m}^2$,
 - 4- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 15\text{cm}$) : $3,75 \text{ KN /m}^2$,
 - 5- Enduit de ciment ($e_p = 2\text{cm}$) : $0,20 \text{ KN /m}^2$,
- $G = 5,61 \text{ KN /m}$

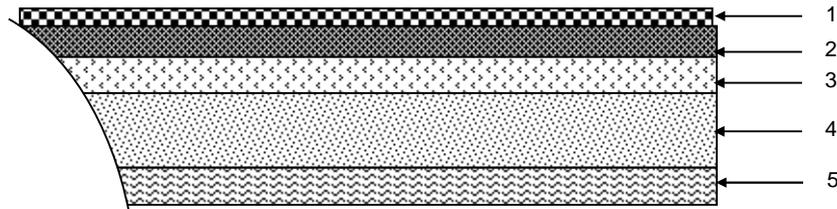


Figure II.6 balcons en dalle pleine

II.6.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

- Plancher terrasse : $Q = 1,00 \text{ KN /m}^2$,
- Plancher étage courant : à usage d'habitation : $Q = 1,50 \text{ KN /m}^2$,
- Rez- de- chaussée : à usage commercial : $Q = 4,00 \text{ KN /m}^2$,
- Balcons : $Q = 3,50 \text{ KN /m}^2$,
- L'acrotère : $Q = 1,00 \text{ KN /m}^2$,
- L'escalier : $Q = 2,50 \text{ KN /m}^2$.

II.7 DESCENTE DE CHARGES

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

II.7.1 Prédimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service(ELS) en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$).

Avec N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité. On choisira le poteau « **B.7** ».

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

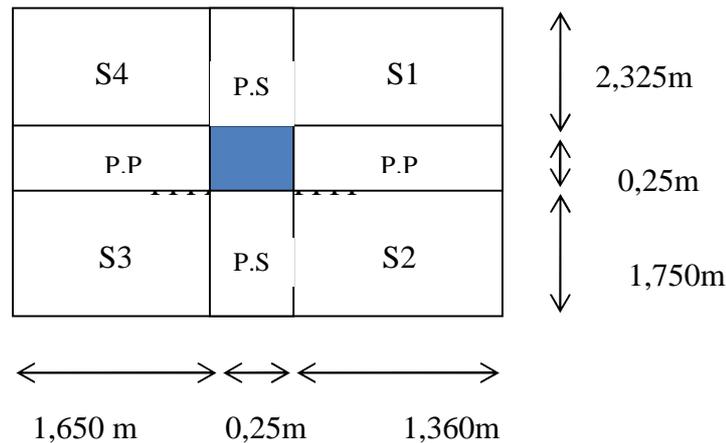


Figure II.7 Surface revenant au poteau B7

▪ **Surface d'influence revenant au poteau B7**

$$S_1 = 2,325 \times 1,360 = 3,162 \quad [\text{m}^2]$$

$$S_2 = 1,750 \times 1,360 = 2,380 \quad [\text{m}^2]$$

$$S_3 = 1,750 \times 1,650 = 2,887 \quad [\text{m}^2]$$

$$S_4 = 2,325 \times 1,360 = 3,162 \quad [\text{m}^2]$$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11,912 \quad [\text{m}^2]$$

1. Poids propre des poutres

- Poutres principales : $G_{pp} = 0,25 \times 0,40 \times 25 \times 4,90 = 12,25 \text{ KN}$,
- Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,25 \times 0,30 \times 25 \times 3,55 = 6,65 \text{ KN}$.

D'où le poids des poutres : $G_p = 12,25 + 6,65 = 18,9 \text{ KN}$

2. Poids des planchers

a. Charges revenant à chaque plancher

- Plancher terrasse $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,97 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$
- Plancher étage courant $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,7 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$
- Plancher RDC (commercial) $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,7 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 4,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

b. Charges permanentes totales

Poids du plancher : $P = G \times S$

Plancher terrasse : $G = 5,97 \times 11,912 = 71,12 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $G = 5,70 \times 11,912 = 68 \text{ KN}$

c. Surcharges d'exploitations totales

- plancher terrasse: $Q_0 = 1,00 \times 11,912 = 11,912 \text{ KN}$,
- plancher étage courant: $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 11,912 = 17,87 \text{ KN}$,
- plancher commercial: $Q_9 = 4,00 \times 11,912 = 47,65 \text{ KN}$.

3. Poids propre des poteaux

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fonction et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

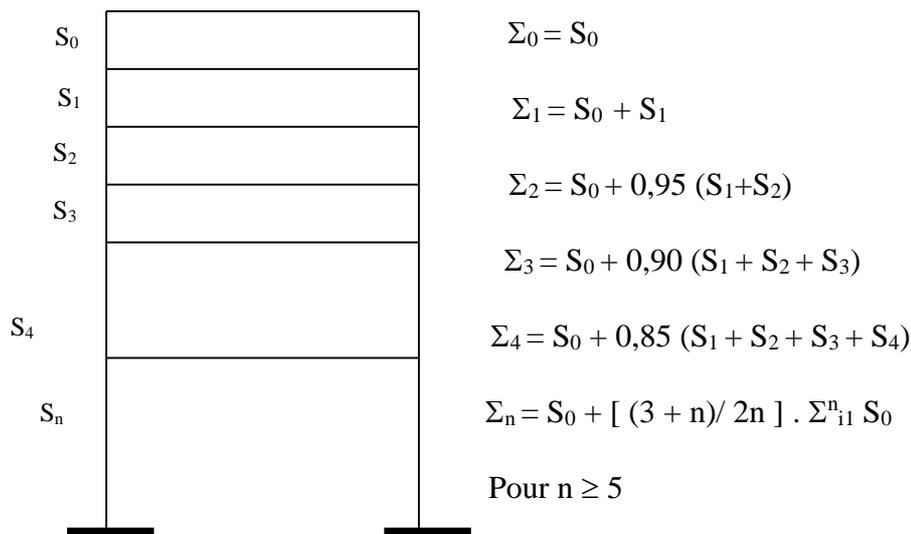
II.7.2 Surcharges d'exploitation

1. Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

2. Coefficients de dégression des charges



Le tableau suivant resume les coefficients des degressions des surcharges.

Tableau II.2 Coefficients de degression des surcharges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,74	0,69

II.7.3 Les surcharges Cumulées

$$Q_0 = 11,912 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 11,912 + 17,87 = 29,782 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 11,912 + 0,95(2 \times 17,87) = 45,865 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,912 + 0,90(3 \times 17,87) = 60,161 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,912 + 0,85(4 \times 17,87) = 72,67 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,912 + 0,80(5 \times 17,87) = 83,392 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,912 + 0,75(6 \times 17,87) = 92,327 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,912 + 0,714(7 \times 17,87) = 101,226 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11,912 + 0,687(8 \times 17,87) = 110,125 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) + 0,66 (Q_9) = 11,912 + 0,66(8 \times 17,87) + (0,66 \times 47,6) = 137,71 \text{ KN.}$$

Les resultats de calcul de la descente de charges sont montrees dans le tableau qui suit.

Tableau II.3 récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (E.5)

Niveaux	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N =G _c +Q _c	S ≥N/σ _{bc}	Section Adoptée
9	71,12	18,9	0,00	90,02	90,02	11,912	11,912	101,932	52,050	30x30
8	68	18,9	6,413	25,313	115,333	17,87	29,782	145,115	109,630	30x30
7	68	18,9	6,413	25,313	140,646	17,87	47,652	188,298	166,250	30x30
6	68	18,9	8,72	25,313	165,659	17,87	65,522	231,181	224,067	35x35
5	68	18,9	8,728	95,628	261,587	17,87	83,392	344,979	280,921	35x35
4	68	18,9	8,728	95,628	357,215	17,87	101,262	458,477	336,696	35x35
3	68	18,9	8,728	95,628	452,843	17,87	119,132	571,975	401,967	35x35
2	68	18,9	11,400	98,3	551,143	17,87	137,002	688,145	472,219	40x40
1	68	18,9	15,48	102,38	653,523	47,65	184,652	838,175	536,810	40x40

Remarque

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vu la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de RPA99 (Version 2003) suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right\} \text{ en zone IIa}$$

Les sections adoptées sont

- (30×30) cm² pour les niveaux 9, 8, 7
- (35×35) cm² pour les niveaux 6, 5, 4, 3
- (40×40) cm² pour les niveaux 2, 1

a. Vérification relative au coffrage (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \end{array}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} < 4$$

- **Poteau (30x30)**

$$\text{Min}(30,30) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(30,30) = 30 \geq 15,3 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4.$$

⇒ Condition vérifiée

- **Poteau (35x35)**

$$\text{Min}(35,35) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(35,35) = 35\text{cm} \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4.$$

⇒ Condition vérifiée

- **Poteau (40x40)**

$$\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

⇒ Condition vérifiée

b. Vérification des poteaux au flambement

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$$

Avec :

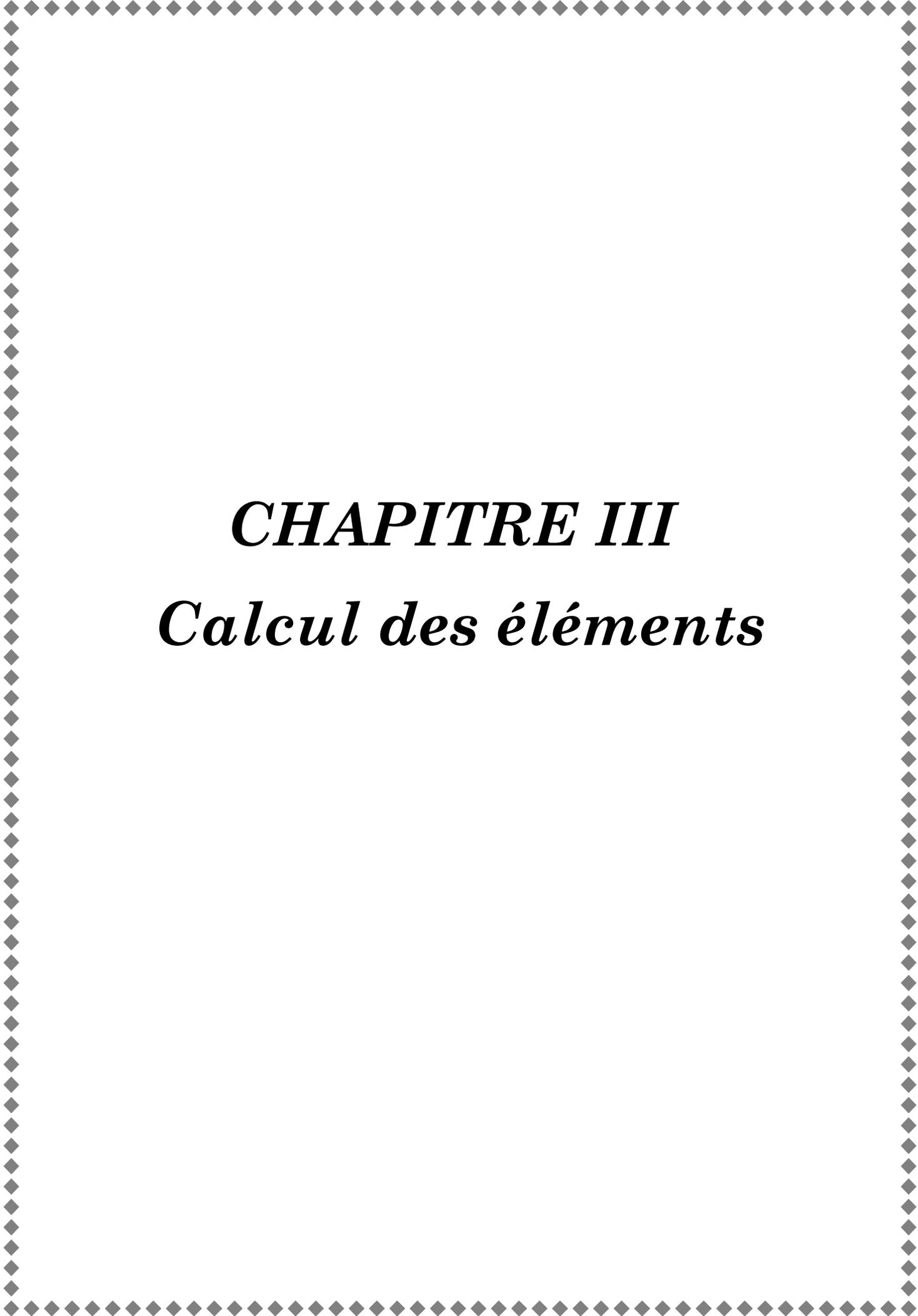
- λ : Élancement du poteau ;
- I_f : Longueur de flambement ($I_f = 0,7 \cdot L_0$),
- i : Rayon de gyration; ($i = [I/B]^{1/2}$),
- I : Moment d'inertie ; ($I = bh^3/12$),
- B : Section transversale du Poteau ; ($B = h \cdot b$),

- L_0 : hauteur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2,425 \frac{L_0}{b}$$

- 1- Poteaux du RDC $\longrightarrow \lambda = 2,425 \times 4,08 / 0,40 = 24,735 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
- 2- Poteaux du 1^{er} étage $\longrightarrow \lambda = 2,425 \times 3,06 / 0,40 = 18,55 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
- 3- Poteaux de 2^{ème} ou 5^{ème} étage $\longrightarrow \lambda = 2,425 \times / 0,35 = 18,77 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
- 4- Poteaux de 5^{ème} ou 8^{ème} étage $\longrightarrow \lambda = 2,425 \times 2,71 / 0,30 = 21,91 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée



CHAPITRE III
Calcul des éléments

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

III.1 CALCUL DE L'ACROTÈRE

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la Structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des charges seules qu'ils leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifiées 99)

III.1.1 INTRODUCTION

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher toiture, elle a une section trapézoïdale dans les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 60cm de hauteur. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m linéaire de largeur.

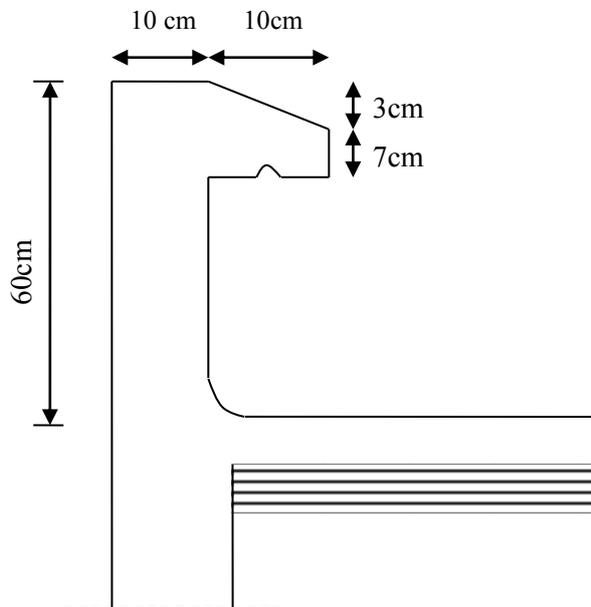


Figure III.I.1 Coupe transversal de l'acrotère

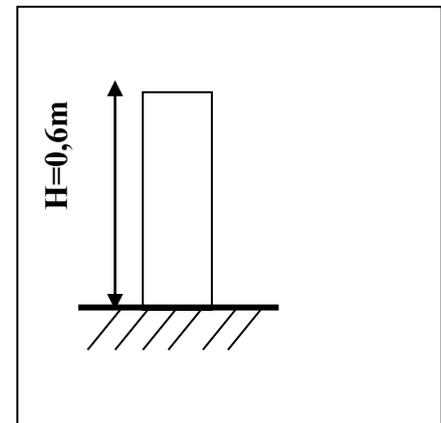


Figure III.I.2 Schéma statique de l'acrotère

a. Schémas statiques de calcul

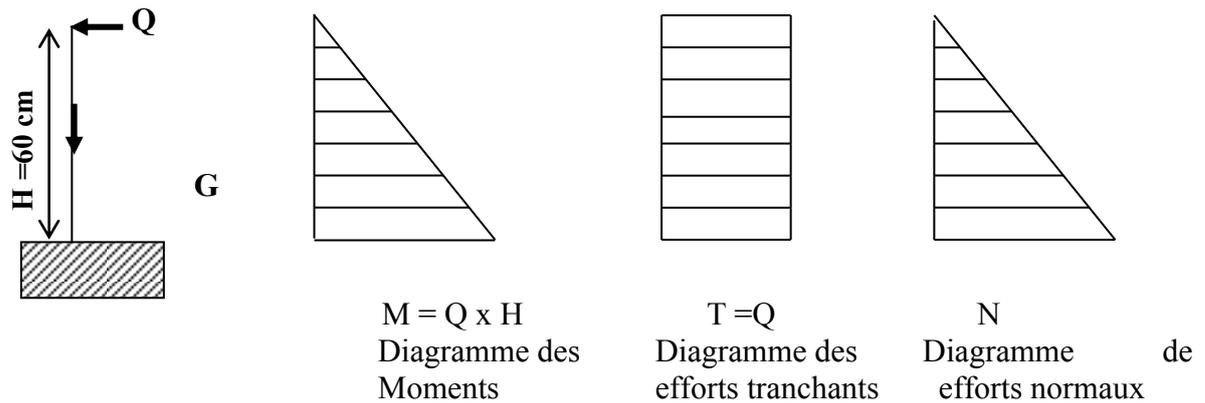


Figure III.1.3 schéma statique de calcul

b. Calcul des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement

$$G = \rho \times S = 25 \left[\left(0,03 \times \frac{0,10}{2} \right) + (0,07 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) \right] = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/m}$$

- Calcul des efforts

Avec :

- ρ : Masse volumique du béton,
- S : Section longitudinale de l'acrotère,
- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN / ml}$,
- Effort tranchant du a la poussée latérale: $T_G = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$,
- Effort normal du au poids propre G : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,71 \text{ KN}$,
- Effort normale du a la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement du à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m.}$$

c. Diagramme des efforts

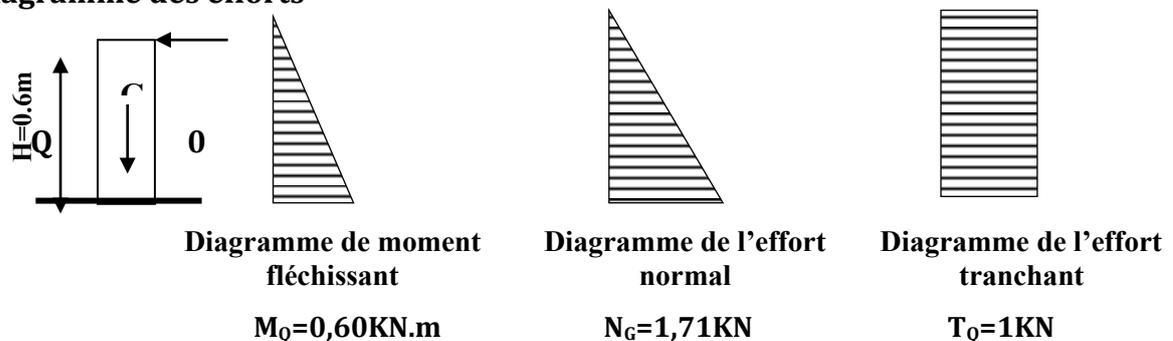


Figure III.1.4 Diagrammes des efforts interne M_Q ; N_G ; T_Q

III.1.2 COMBINAISONS DE CHARGES

a- **ELU** : La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$

- Effort normal de compression dû à G :
 $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 1,71 + 0 = 2,31 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q :
 $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 0 + 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

b- **ELS** : La combinaison est $G + Q$

- Effort normal de compression :
 $N_s = N_G + N_Q = 1,71 \text{ KN}$
- Moment de renversement :
 $M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

III.1.3 FERRAILLAGE

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (effort de compression N et un moment fléchissant

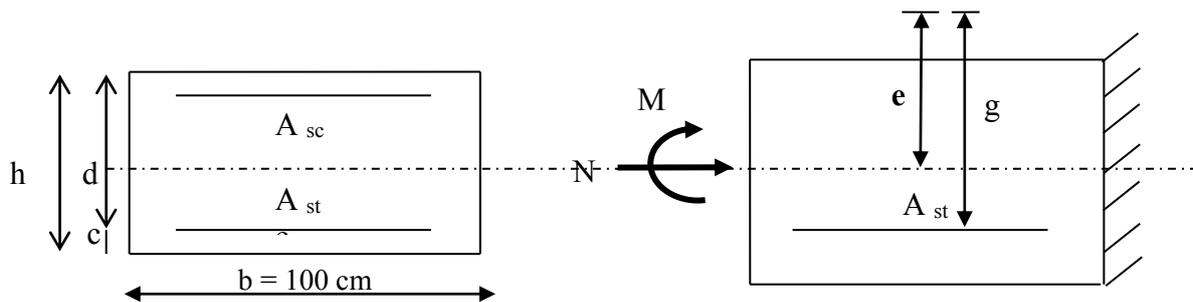


Figure III.1.5 Schéma de calcul de l'acrotère

C : Centre de poussée,

e : Excentricité,

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues,

$H = 10 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $c = c' = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$,

- **Calcul a L'ELU**

a. *Calcul de l'excentricité*

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2,31} = 0,390 \text{ m}$$

$$e_u = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\text{On aura: } e_u = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, comme (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul de la section d'armatures en flexion simple

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,390 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,42$$

- **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g = 2,31 \times 0,42 = 0,970 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,9 \times 1000}{100 \times 8^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,01 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,01 \quad \longrightarrow \beta = 0,995$$

- **Les armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,970 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348}$$

$$A_f = 0,350 \text{ cm}^2$$

c. Calcul de la section d'armatures réelles en flexion composée

$$\text{La section réelle des armatures : } A_U = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{23,1}{348}$$

$$A_u = 0,28 \text{ cm}^2$$

III.1.4 VERIFICATION A L'ELU

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91)

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

- **Armatures principales**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 0,3529 = 35,3 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{348} \times \left[\frac{35,3 - 0,455 \times 8}{35,3 - 0,185 \times 8} \right]$$

$$A_U = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = \mathbf{1,04 \text{ cm}^2}.$$

→ La condition n'est pas vérifiée on adoptera la section minimale d'armatures
 $A = A_{\min} = 1,04 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_{\text{Adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

▪ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_r = 3\text{HA}8 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL91)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \text{ avec : } \tau_u \text{ est la Contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} \text{ (MPa)}$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = 0,019 \leq \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} \right) ; 4 \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 < 2,5 \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ et Ψ_s est le coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (acier de haute adhérence)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E L S

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\begin{cases} N_s = 1,71 \text{ KN} \\ M_s = 0,6 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > h/6 = 10/6 = 1,66 \text{ cm} \longrightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier les conditions si dessous :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

σ_{st} : la contrainte dans les aciers tendues,

σ_{sc} : la contrainte dans les aciers comprimée,

σ_{bc} : la contrainte dans le béton comprimée,

$\bar{\sigma}_{st}$: la contrainte limite dans les aciers tendues,

$\bar{\sigma}_{sc}$: la contrainte limite dans les aciers comprimée,

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte limite dans le béton comprimée,

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \quad \text{Il n y a pas lieu de vérifier car il n y a pas acier comprimée. (SSA)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_v}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_v}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\beta_1 = 0,921 \longrightarrow K_1 = 48,29 \longrightarrow k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{48,29} = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,921 \times 8 \times 2,01} = 40,51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\}$$

$n = 1,6$; Barre H.A

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,021 \times 40,51 = 0,850 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,850 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6 VERIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SEISME (ART 6.2.3 RPA99)

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (Art 6.2.3 RPA 99)}$$

Avec:

- A : coefficient d'accélération de zone,
- W_p : poids de l'acrotère,
- C_p : facteur de force horizontale,
- $A = 0,15$, en « zone IIa », groupe d'usage « 2 », $W_p = 1,7 \text{ KN/ml}$,
- $C_p = 0,8$,
- $F_p = 4 \times 0,15 \times 1,7 \times 0,8 = 0,816 < Q = 1 \text{ KN/ml}$,

→ Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

III.1.7 CONCLUSION

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

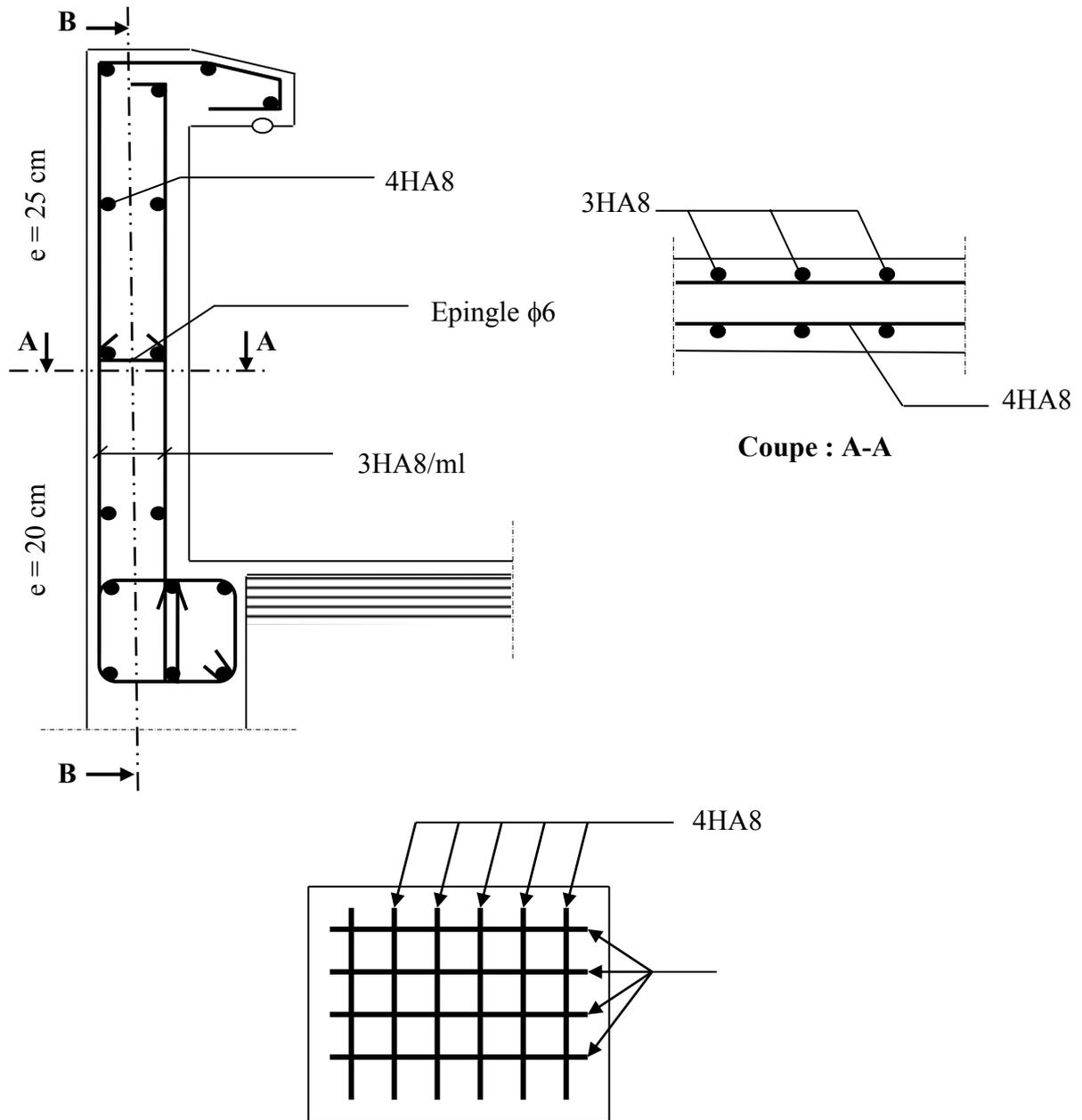
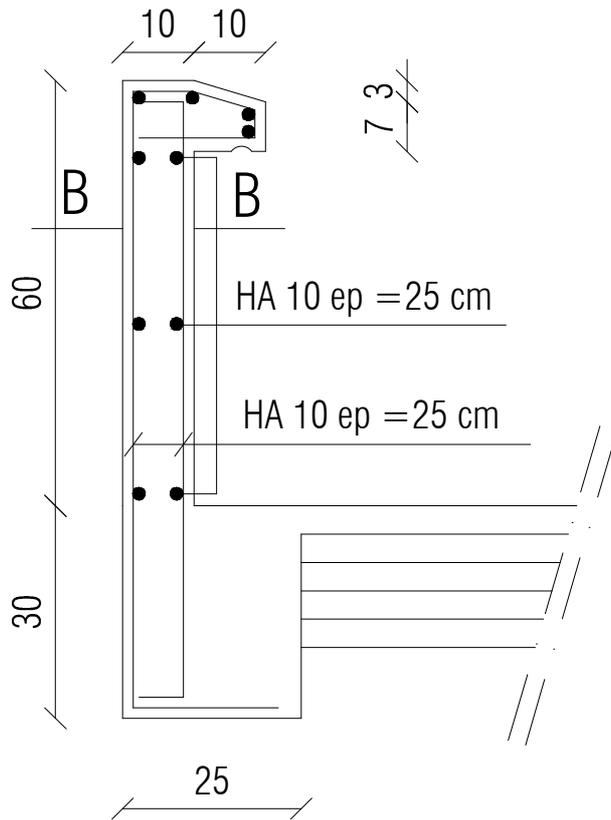
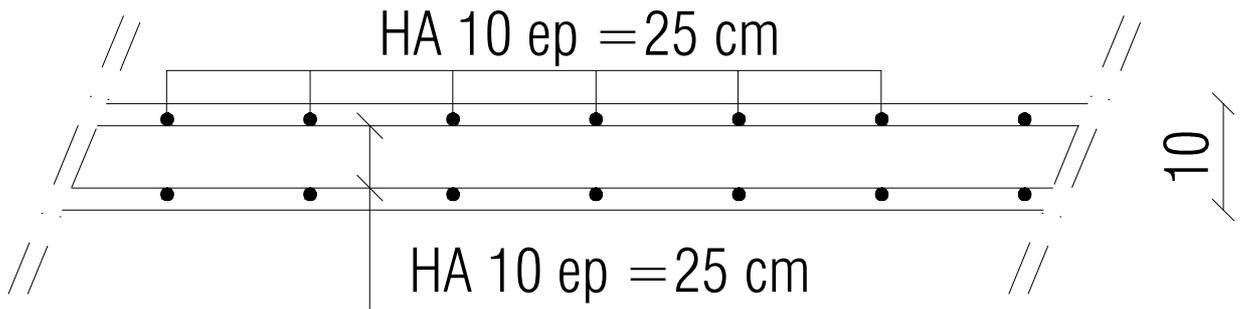


Figure III.I.6 Ferraillage de l'acrotère



Coupe B-B



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Melle: OUTOUATI Hayat Melle: SMAILI Karima		<u>FERRAILLAGE ACROTERE</u>
Dirigé par	Mr BOUHERAOUA	Septembre 2017

III.2 CALCUL DES PLANCHERS

III.2.1 PLANCHERS EN CORPS CREUX

Les plancher de ce bâtiment réalisé en corps creux plus une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées souvent.

Le plancher a corps creux est constitué de :

- **NERVURES:** appelées poutrelles de section en T, elle assure la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- **REPLISSAGE:** en corps creux sont utilisées comme coffrage perdue, et comme isolant phonique sa hauteur est de 16cm.
- **UNE DALLE DE COMPRESSION :** en béton de 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limite le risque de fissuration par retrait,
 - Résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites,
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines de charges localisées notamment celles correspondantes aux charges.

III.2.2 CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder.

- 20 [cm] pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 [cm] pour les armatures parallèles aux nervures,

• III.2.2.1 Calcul des armatures

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

L : distance entre axes des poutrelles L = 65 cm,

Avec un espacement e = 20 cm,

On adoptera pour A_{\perp} : 5T4=0,63 cm²,

b. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0,63/2 = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement de : e = 20 cm

CONCLUSION

D'après les diamètres disponibles sur le marché On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de $(4 \times 4 \times 20 \times 20)$ cm².

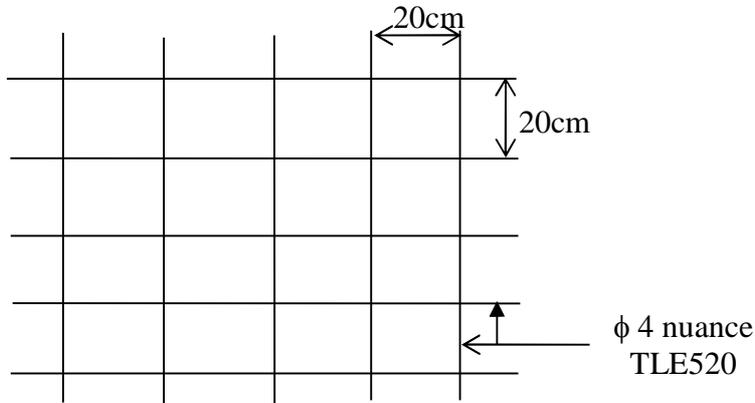


Figure III.2.1 Treillis soudé 20x20

III.2.2.2 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie sur une longueur déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives, le calcul se fera en deux étapes :

a. Etape une : avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

• CHARGEMENT

- Poids propre : $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$,
- Poids du corps creux : $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$,
- Poids de la main d'œuvre : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

• FERRAILLAGE A L'ELU

➤ Combinaison de charge

La combinaison de charge à considérer est :

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

$$q = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

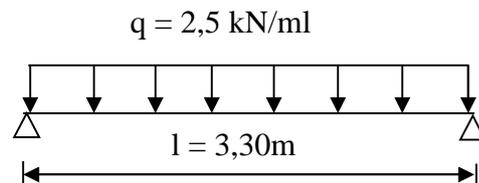


Figure III.2.2 Schéma statique de la travée poutrelle

➤ **Moment en travée**

$$L=3,55 - 0,25 = 3,30$$

$$M_t = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,30^2}{8} = 3,4 \text{ KN/m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2,5 \times 3,30}{2} = 4,125 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{3,4 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14,2} = 2,217 > \mu_r = 0,394 \longrightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion

Vu la faible hauteur de la poutrelle, pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

b. Etape deux : Après coulage de la dalle de compression

Considérant notre poutrelle continue de section en T, avec une inertie constante; reposant sur huit (8) appuis, les appuis de rives seront considérés comme des semi encastrement, et les autres comme des appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q (figure III.2.2).

On notera que la longueur de chaque travée est prise entre nus d'appuis

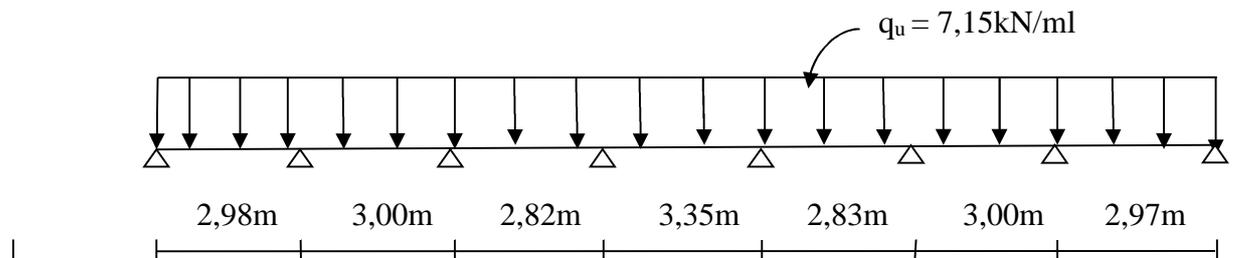


Figure III.2.3 Schéma statique de la poutrelle

b.1 poids propre du plancher

- Poids propre du plancher : $G = 5,7 \times 0,65 = 3,71 \text{ KN/ml}$,
 - Poids propre de la poutrelle : $G = 0,12 \times 0,21 \times 25 = 0,63 \text{ KN/ml}$,
- $$G_{tot} = 3,71 + 0,63 = 4,34 \text{ KN / ml},$$

b.2 Surcharge d'exploitation

- Surcharge d'exploitation : $Q_{tot} = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$,

b.3 La combinaison de charge

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,34 + 1,5 \times 0,975 = 7,322 \text{ KN/ml} .$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4,34 + 0,975 = 5,320 \text{ KN/ml} .$$

b.4 Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces Méthode usuelles.

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

Vérification des conditions de la Méthode forfaitaire

Vérification des conditions d'application de la Méthode forfaitaire :

1. La Méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 KN/m².

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ kN/m}^2 \}$$

$$2G = 2 \times 4,34 = 8,68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 0,975 \text{ kN/m}^2 < 2G = 8,68 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \longrightarrow Condition vérifiée

3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,2$$

$$0,8 \leq \frac{L_1}{L_2} \leq \frac{2,98}{3,00} = 0,993 \leq 1,25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{L_1}{L_2} \leq \frac{3,00}{2,82} = 1,063 \leq 1,25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{L_1}{L_2} \leq \frac{2,82}{3,35} = 0,841 \leq 1,25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{L_1}{L_2} \leq \frac{3,35}{2,83} = 1,183 \leq 1,25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{L_1}{L_2} \leq \frac{3,00}{2,97} = 1,01 \leq 1,25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\longrightarrow \left. \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,25}{2,52} = 1,289 \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements → condition vérifiée

CONCLUSION

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

III.2.3 PRINCIPE DE LA METHODE FORFAITAIRE

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

III.2.3.1 Exposé de la méthode

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée

$$\text{de Comparaison ; } M_0 = \frac{qL^2}{8},$$

L : la longueur entre nus des appuis,

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite,

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée,

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes,

$$M_t \geq \max \left\{ 1,05M_0 ; (1+ 0,3\alpha) M \right\} - \frac{M_w + M_e}{2},$$

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation,

$$\text{en valeurs non pondérées } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans une travée intermédiaire, on prend } M_t^{\max} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans une travée de rive} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,3 M_0 pour appuis de rive
- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

III.2.3.2 Application de la méthode

1- Combinaison de charge

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65$

$q_u = (1,35 \times 5,7 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,464 \text{KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q$

$q_s = 3,705 + 0,975 = 4,68 \text{KN/ml}$

2- Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,705} = 0,208$$

Donc : $0 < \alpha = 0,208 < \frac{2}{3} = 0,666$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0,3\alpha)$	$(1 + 0,3\alpha)/2$	$(1,2 + 0,3\alpha)/2$
0,208	1,06	0,53	0,63

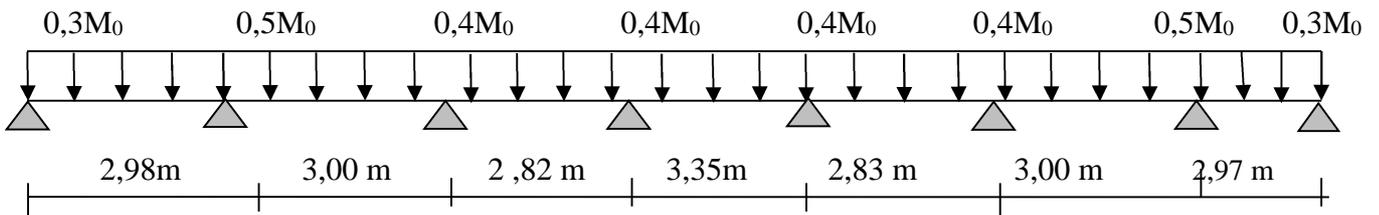


Figure III.2.4 Schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

3- Calcul des moments isostatiques

3.1 En travée

On a : $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L (m)	2,98	3,00	2,82	3,35	2,83	3,00	2,97
M_0 (KN/M)	7,17	7,27	6,42	9,06	6,47	7,27	7,12

3.2 Aux appuis

On a : $M_{\text{appui}} = \beta \cdot M_0^{\text{max}}$

$$q_u = 6,464 \text{ KN/ml}$$

- à L'ELU

$$M_{aA} = 0,3M_{ab} = 0,3 \times 7,17 = 2,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{aB} = \max(0,5M_{ab} ; 0,5M_{bc}) = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{aC} = \max(0,4 M_{bc} ; 0,4 M_{cd}) = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{aD} = \max(0,4 M_{cd} ; 0,4 M_{de}) = 3,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{aE} = \max(0,4 M_{de} ; 0,4 M_{ef}) = 3,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{aF} = \max(0,4 M_{ef} ; 0,4 M_{fg}) = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{aG} = \max(0,5 M_{fg} ; 0,5 M_{gh}) = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{aH} = \max 0,3M_{gh} = 2,13 \text{ KN.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient Forfaitaire β	0,3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,3
M_{appui} [KN.m]	2,15	3,63	2,90	3,62	3,62	2,90	3,63	2,13

a. calcul des moments en travées

1. Etude de la travée de rive A-B

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1,06 \times 7,17 - \left(\frac{2,15 + 3,63}{2} \right) = 4,71 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 0,63 \times 7,17 = 4,51 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} = \max(4,71 ; 4,51) = 4,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. Etude de la travée intermédiaire B-C

$$\begin{cases} M_{tbc} \geq 1,06 \times 7,27 - \left(\frac{3,63 + 2,90}{2} \right) = 4,44 \text{ KN.m} \\ M_{tbc} \geq 0,53 \times 7,27 = 3,85 \text{ KN.m} \\ M_{tbc} = \max(4,44 ; 3,85) = 4,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3. Etude de la travée intermédiaire C-D

$$\begin{cases} M_{tcd} \geq 1,06 \times 6,42 - \left(\frac{2,90 + 3,62}{2} \right) = 3,54 \text{ KN.m} \\ M_{tcd} \geq 0,53 \times 6,42 = 3,40 \text{ KN.m} \\ M_{tcd} = \max(3,54 ; 3,40) = 3,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4. Etude de la travée intermédiaire D-E

$$\begin{cases} M_{ide} \geq 1,06 \times 9,06 - \left(\frac{3,62 + 3,62}{2} \right) = 5,98 \text{ KN.m} \\ M_{ide} \geq 0,53 \times 9,06 = 4,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ide} = \max(5,98; 4,80) = 4,80 \text{ KN.m}$$

5. Etude de la travée intermédiaire E-F

$$\begin{cases} M_{ief} \geq 1,06 \times 6,47 - \left(\frac{3,62 + 2,90}{2} \right) = 3,60 \text{ KN.m} \\ M_{ief} \geq 0,53 \times 6,47 = 3,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ief} = \max(3,60; 3,43) = 3,60 \text{ KN.m}$$

6. Etude de la travée intermédiaire F-G

$$\begin{cases} M_{ifg} \geq 1,06 \times 7,27 - \left(\frac{2,90 + 3,63}{2} \right) = 4,44 \text{ KN.m} \\ M_{ifg} \geq 0,53 \times 7,27 = 3,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ifg} = \max(4,44; 3,85) = 4,44 \text{ KN.m}$$

7. Etude de la travée de rive G-H

$$\begin{cases} M_{igh} \geq 1,06 \times 7,12 - \left(\frac{3,63 + 2,13}{2} \right) = 4,66 \text{ KN.m} \\ M_{igh} \geq 0,63 \times 7,12 = 4,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{igh} = \max(4,66; 4,48) = 4,66 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = T_w + q_u \times L \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

1. Etude de la travée A-B

$$\begin{cases} T_{ABw} = \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = \frac{2,15 - 3,63}{2,98} - \frac{6,464 \times 2,98}{2} = -10,12 \text{ KN} \\ T_{ABe} = T_{ABw} + q_u \times L_{AB} = -10,12 + 6,464 \times 2,98 = 9,14 \text{ KN} \end{cases}$$

2. Etude de la travée B-C

$$\begin{cases} T_{BCw} = \frac{M_B - M_C}{L_{BC}} - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} = \frac{3,63 - 2,90}{3} - \frac{6,464 \times 3}{2} = -9,45 \text{ KN} \\ T_{BCe} = T_{BCw} + q_u \times L_{BC} = -9,45 + 6,464 \times 3 = 9,94 \text{ kN} \end{cases}$$

3. Etude de La travée C-D

$$\begin{cases} T_{CDw} = \frac{M_C - M_D}{L_{CD}} - \frac{q_u \times L_{CD}}{2} \\ T_{CDe} = T_{CDw} + q_u \times L_{CD} = -9,36 + 6,464 \times 2,82 = 8,86 \text{ KN} \end{cases}$$

4. Etude de la travée D-E

$$\begin{cases} T_{DEw} = \frac{M_D - M_E}{L_{DE}} - \frac{q_u \times L_{DE}}{2} = \frac{3,62 - 3,62}{3,35} - \frac{6,464 \times 3,35}{2} = -10,83 \text{ KN} \\ T_{DEe} = T_{DEw} + q_u \times L_{DE} = -10,82 + 6,464 \times 3,35 = 10,83 \text{ KN} \end{cases}$$

5. Etude de la travée E-F

$$\begin{cases} T_{EFw} = \frac{M_E - M_F}{L_{EF}} - \frac{q_u \times L_{EF}}{2} = \frac{3,62 - 2,90}{2,83} - \frac{6,464 \times 2,83}{2} = -8,90 \text{ KN} \\ T_{EFe} = T_{EFw} + q_u \times L_{EF} = -8,90 + 6,464 \times 2,83 = 9,39 \text{ KN} \end{cases}$$

6. Etude de la travée F-G

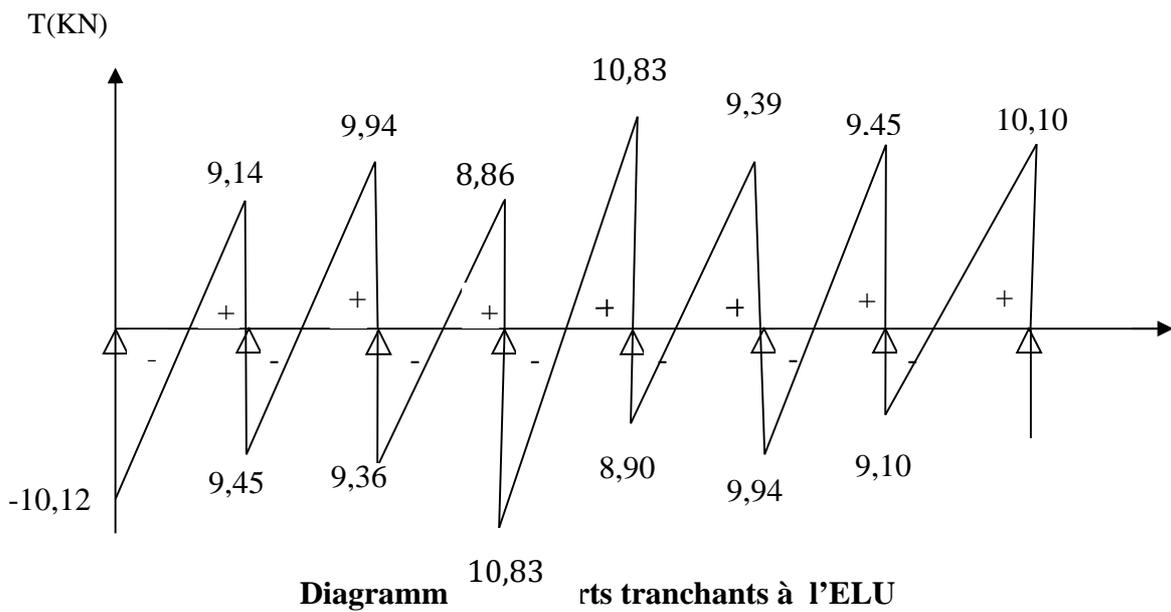
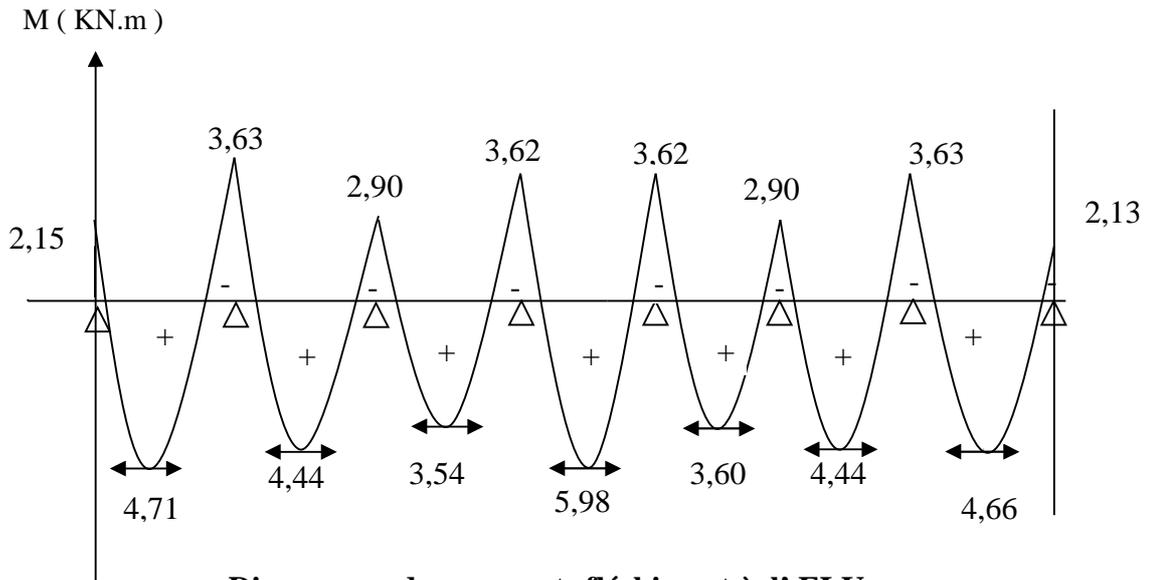
$$\begin{cases} T_{FGw} = \frac{M_F - M_G}{L_{FG}} - \frac{q_u \times L_{FG}}{2} = \frac{2,90 - 3,63}{3} - \frac{6,464 \times 3}{2} = -9,94 \text{ KN} \\ T_{FGe} = T_{FGw} + q_u \times L_{FG} = -9,94 + 6,464 \times 3 = 9,45 \text{ KN} \end{cases}$$

7. Etude de La travée G-H

$$\begin{cases} T_{GHw} = \frac{M_G - M_H}{L_{GH}} - \frac{q_u \times L_{GH}}{2} = \frac{3,63 - 2,13}{2,97} - \frac{6,464 \times 2,97}{2} = -9,10 \text{ KN} \\ T_{GHe} = T_{GHw} + q_u \times L_{GH} = -9,94 + 6,464 \times 2,97 = 10,10 \text{ KN} \end{cases}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

TRAVEE	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M_w	4,71	4,44	3,54	5,98	3,60	4,44	4,66
M_e	4,51	3,85	3,40	4,80	3,43	3,85	4,48
T_w	-10,12	-9,45	-9,36	-10,83	-8,90	-9,94	-9,10
T_e	9,14	9,94	8,86	10,83	9,39	9,45	10,10



III.2.4 Ferrailage à l'ELU

III.2.4.1 Armatures longitudinales

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

a- En travée

$$M_t^{\max} = 4,80 \text{ KN m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,05 (0,19 - 0,025)$$

$$M_0 = 76,14 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 4,80 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,80 \times 10^3}{65 \times 19^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,80 \times 10^3}{0,993 \times 19 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

b- Aux appuis

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_a = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,63 \times 10^3}{12 \times 19^2 \times 14,2} = 0,059 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,059 \longrightarrow \beta = 0,9695 \text{ et}$$

$$A_a = \frac{3,63 \times 10^3}{0,9695 \times 19 \times 348} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

III.2.4.2 Vérification à l'ELU**a. Condition de non fragilité**

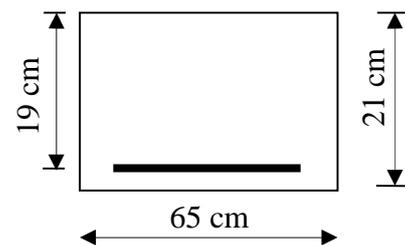
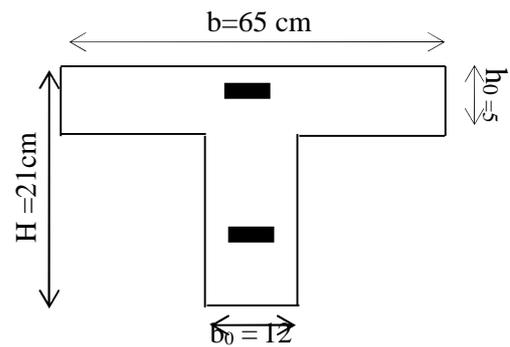
- Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 19 \times 2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :



$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 19 \times 2,1}{400} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de l'effort tranchant

$$T_u^{\max} = 10,83 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{10,83 \times 10^3}{120 \times 190} = 0,475 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,13 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} = 2,166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : U_i est le périmètre des barres

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{10,83 \times 10^3}{0,9 \times 190 \times 1,2 \times 3,14 \times 12} = 1,40 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \text{ avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc : $\tau_{se} = 1,40 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \longrightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$

d- Ancrage des barres

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \text{ avec : } \tau_s = 0,6 \times \psi_2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1$$

$$\tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Avec : l_s = longueur de scellement droit

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

III.2.4.3. Armatures transversales

Leurs diamètres sont donnés par (Art A.7.2.12 BAEL 91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{21}{35}; 1,2; \frac{12}{10} \right\} = 0,6 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 6 \text{ mm}$

- La section des armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 6$; $A_t = 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures

L'espacement est donné (Art A 5 .1 BAEL 91)

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9 d ; 40 \text{ cm} \} = 17,1 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,56 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,42 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \times 235 \times 0,56}{(0,475 - 0,3 \times 2,1) 12} = 56,60 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.5 VERIFICATION A L'ELS

Le moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS (BAEL 91.p.53)

- **Le chargement à l'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,705 + 0,975 = 4,68 \text{ KN/ml}$$

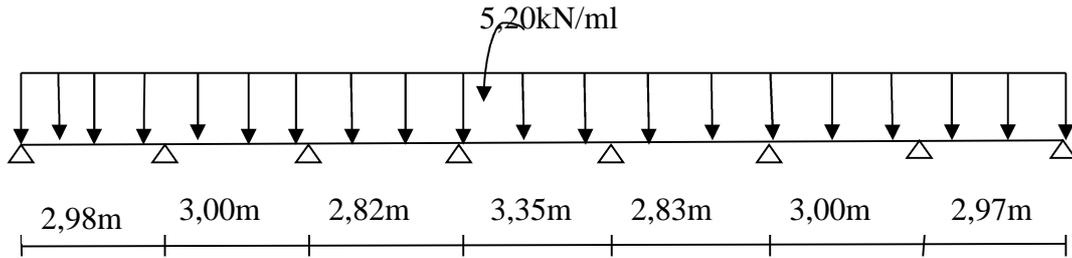


FIGURE III.2.5 Schéma statique de la poutrelle

III.2.5.1 Calcul des moments isostatiques

- En travée

On a : $M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,68 \times 2,98^2}{8} = 5,20 \text{ kNm}$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L (m)	2,98	3,00	2,82	3,35	2,83	3,00	2,97
M ₀ (KN/M)	5,20	5,27	4,65	6,57	4,69	5,27	5,16

- Aux appuis

On a : $M_{\text{appui}} = \beta \times M_0^{\text{max}}$

à L'ELS :

$M_{aA} = 0,3 M_{ab} = 0,3 \times 5,20 = 1,56 \text{ KN.m}$
 $M_{aB} = \max (0,5M_{ab} ; 0,5M_{bc}) = 2,64 \text{ KN.m}$
 $M_{aC} = \max (0,4M_{bc} ; 0,4M_{cd}) = 2,10 \text{ KN.m}$
 $M_{aD} = \max (0,4M_{cd} ; 0,4M_{de}) = 2,63 \text{ KN.m}$
 $M_{aE} = \max (0,4M_{de} ; 0,4M_{ef}) = 2,63 \text{ KN.m}$
 $M_{aF} = \max (0,4M_{ef} ; 0,4M_{fg}) = 2,10 \text{ KN.m}$
 $M_{aG} = \max (0,5M_{fg} ; 0,5M_{gh}) = 2,64 \text{ KN.m}$
 $M_{aH} = \max 0,3M_{gh} = 1,55 \text{ KN.m}$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient Forfaitaire β	0,3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,3
M _{appui} [KN.m]	1,56	2,64	2,10	2,63	2,63	2,10	2,64	1,55

III.2.5.2 Calcul des moments en travées

1. Etude de la travée de rive A-B

$$\begin{cases} M_{TAB} \geq 1,06 \times 5,20 - \left(\frac{1,56 + 2,64}{2} \right) = 3,41 \text{ KN.m} \\ M_{TAB} \geq 0,63 \times 5,20 = 3,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{TAB} = \max (3,41 ; 3,28) = 3,41 \text{ KN.m}$$

2. Etude de la travée intermédiaire B-C

$$\begin{cases} M_{ibc} \geq 1,06 \times 5,27 - \left(\frac{2,64 + 2,10}{2} \right) = 3,22 \text{ KN.m} \\ M_{ibc} \geq 0,53 \times 5,27 = 2,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ibc} = \max (3,22; 2,79) = 3,22 \text{ KN.m}$$

3. Etude de la travée intermédiaire C-D

$$\begin{cases} M_{icd} \geq 1,06 \times 4,65 - \left(\frac{2,10 + 2,63}{2} \right) = 2,56 \text{ KN.m} \\ M_{icd} \geq 0,53 \times 4,65 = 2,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{icd} = \max (2,56 ; 2,46) = 2,56 \text{ KN.m}$$

4. Etude de la travée intermédiaire D-E

$$\begin{cases} M_{ide} \geq 1,06 \times 6,57 - \left(\frac{2,63 + 2,63}{2} \right) = 4,33 \text{ KN.m} \\ M_{ide} \geq 0,53 \times 6,57 = 3,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ide} = \max (4,33; 3,48) = 4,33 \text{ KN.m}$$

5. Etude de la travée intermédiaire E-F

$$\begin{cases} M_{ief} \geq 1,06 \times 4,69 - \left(\frac{2,63 + 2,10}{2} \right) = 2,60 \text{ KN.m} \\ M_{ief} \geq 0,53 \times 4,69 = 2,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ief} = \max (2,60; 2,48) = 2,60 \text{ KN.m}$$

6. Etude de la travée intermédiaire F-G

$$\begin{cases} M_{ifg} \geq 1,06 \times 5,27 - \left(\frac{2,10 + 2,64}{2} \right) = 3,22 \text{ KN.m} \\ M_{ifg} \geq 0,53 \times 5,27 = 2,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ifg} = \max (3,22; 2,79) = 3,22 \text{ KN.m}$$

7. Etude de la travée de rive G-H

$$\begin{cases} M_{igh} \geq 1,06 \times 5,16 - \left(\frac{2,64 + 1,55}{2} \right) = 3,37 \text{ KN.m} \\ M_{igh} \geq 0,63 \times 5,16 = 3,25 \text{ KN.m} \\ M_{igh} = \max(3,37 ; 3,25) = 3,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.2.5.3 Calcul Des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e - q_s \times L}{L} \quad ; \quad T_e = T_w + q \times_s L$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui,

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui,

1. La travée A-B

$$\begin{cases} T_{ABw} = \frac{M_A - M_B - q_u \times L_{AB}}{L_{AB}} = \frac{2,15 - 3,63}{2,98} - \frac{4,68 \times 2,98}{2} = -7,46 \text{ KN} \\ T_{ABe} = T_{ABw} + q_u \times L_{AB} = -10,12 + 4,68 \times 2,98 = 6,48 \text{ KN} \end{cases}$$

2. La travée B-C

$$\begin{cases} T_{BCw} = \frac{M_B - M_C - q_u \times L_{BC}}{L_{BC}} = \frac{3,63 - 2,90}{3} - \frac{4,68 \times 3}{2} = -6,78 \text{ KN} \\ T_{BCe} = T_{BCw} + q_u \times L_{BC} = -9,45 + 4,68 \times 3 = 7,26 \text{ KN} \end{cases}$$

3. La travée C-D

$$\begin{cases} T_{CDw} = \frac{M_C - M_D - q_u \times L_{CD}}{L_{CD}} = \frac{2,90 - 3,62}{2,82} - \frac{4,68 \times 2,82}{2} = -6,85 \text{ KN} \\ T_{CDe} = T_{CDw} + q_u \times L_{CD} = -9,36 + 4,68 \times 2,82 = 6,34 \text{ KN} \end{cases}$$

4. La travée D-E

$$\begin{cases} T_{DEw} = \frac{M_D - M_E - q_u \times L_{DE}}{L_{DE}} = \frac{3,62 - 3,62}{3,35} - \frac{4,68 \times 3,35}{2} = -7,84 \text{ KN} \\ T_{DEe} = T_{DEw} + q_u \times L_{DE} = -10,82 + 4,68 \times 3,35 = 7,84 \text{ KN} \end{cases}$$

5. La travée E-F

$$\begin{cases} T_{EFw} = \frac{M_E - M_F - q_u \times L_{EF}}{L_{EF}} = \frac{3,62 - 2,90}{2,83} - \frac{4,68 \times 2,83}{2} = -6,36 \text{ KN} \\ T_{EFe} = T_{EFw} + q_u \times L_{EF} = -8,90 + 4,68 \times 2,83 = 6,88 \text{ KN} \end{cases}$$

6. La travée F-G

$$\begin{cases} T_{FGw} = \frac{M_F - M_G}{L_{FG}} - \frac{q_u \times L_{FG}}{2} = \frac{2,90 - 3,63}{3} - \frac{4,68 \times 3}{2} = -7,26 \text{KN} \\ T_{FGe} = T_{FGw} + q_u \times L_{FG} = -9,94 + 4,68 \times 3 = 6,78 \text{KN} \end{cases}$$

7. La travée G-H

$$\begin{cases} T_{GHw} = \frac{M_G - M_H}{L_{GH}} - \frac{q_u \times L_{GH}}{2} = \frac{3,63 - 2,13}{2,97} - \frac{4,68 \times 2,97}{2} = -6,44 \text{KN} \\ T_{GHe} = T_{GHw} + q_u \times L_{GH} = -9,94 + 4,68 \times 2,97 = 7,46 \text{KN} \end{cases}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M _w	3,41	3,22	2,56	4,33	2,60	3,22	3,25
M _e	3,28	2,79	2,46	3,48	2,48	2,79	3,37
T _w	-7,46	-6,78	-6,85	-7,84	-6,36	-7,26	-6,44
T _e	6,48	7,26	6,34	7,84	6,88	6,78	7,46

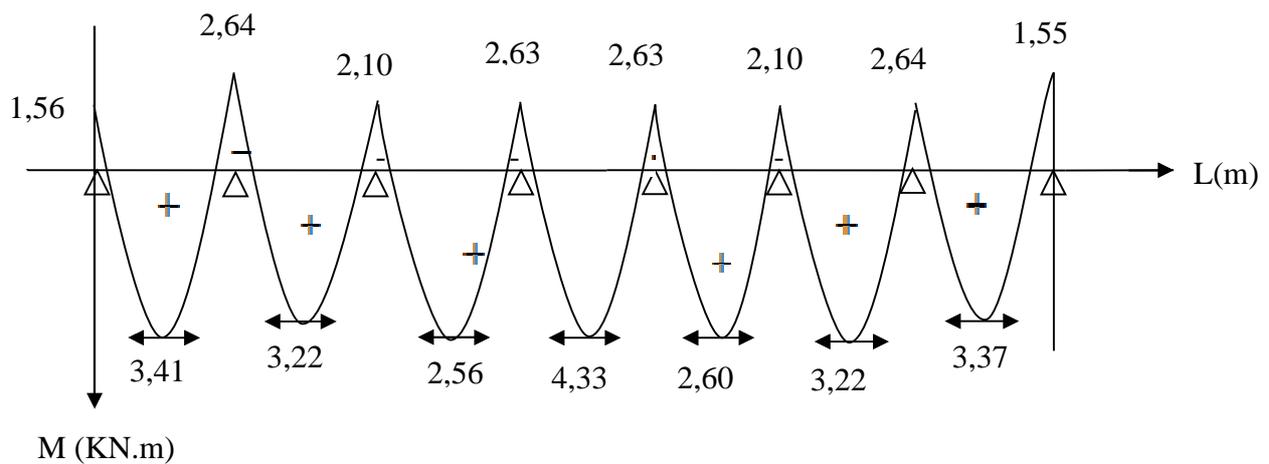


Diagramme des moments fléchissant à l' ELS

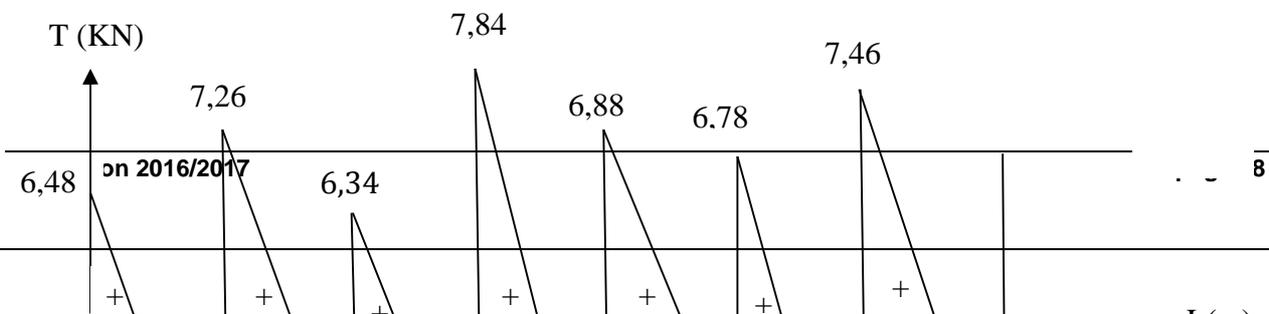


Diagramme des efforts tranchants à l' ELS

III.2.6. VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION

- En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 19} = 1,035 \longrightarrow \beta_1 = 0,858$$

$$\longrightarrow K = 20,21$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,33 \times 10^3}{0,858 \times 19 \times 2,36} = 112,54 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0,020 \times 112,54 = 2,25 \text{ MPA} < f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

→ la condition est vérifiée

- Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 1\phi 12 = 1,13 \text{ Cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 19} = 0,495 \longrightarrow \beta_1 = 0,894 \longrightarrow k = 0,032$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,33 \times 10^3}{0,894 \times 19 \times 1,13} = 225,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0,032 \times 225,58 = 7,22 \text{ MPa} < f_{bc} = 11,33 \text{ MPa}$$

→ la condition est vérifiée

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

a- Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b- Vérification de l'état limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est obligatoire.

c- Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} \longrightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2700}{500} = 5,4 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

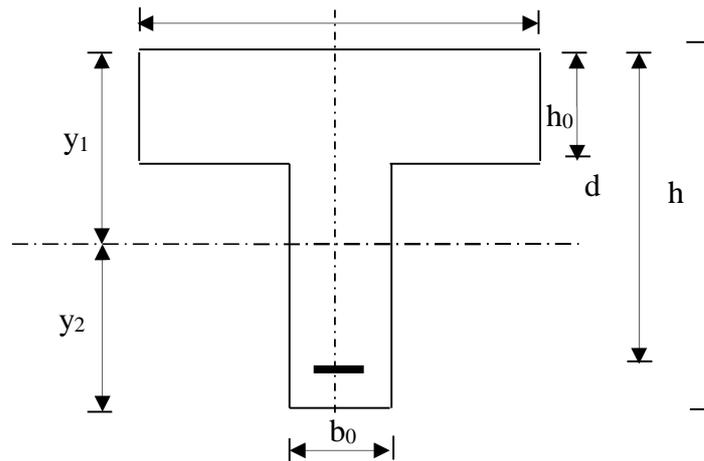
$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

b



$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

Avec : B_0 est la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A}$$

$$\begin{cases} y_1 = 7,20 \text{ cm} \\ y_2 = h - y_1 \\ y_2 = 21 - 7,20 = 13,8 \text{ cm} \end{cases}$$

On aura : $I_0 = 18731,96 \text{ cm}^4$

- **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 19} = 0,010$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,010} = 1,64$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0,669; 0 \} = 0,669$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 18731,96}{1 + 1,64 \times 0,669} = 9825,27 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche est :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{4,80 \times 10^6 \times (3350)^2}{10 \times 10818,865 \times 9825,27 \times 10^4} = 5,06 \text{ mm} < \bar{f} = 5,4 \text{ mm}$$

→ La condition est vérifiée

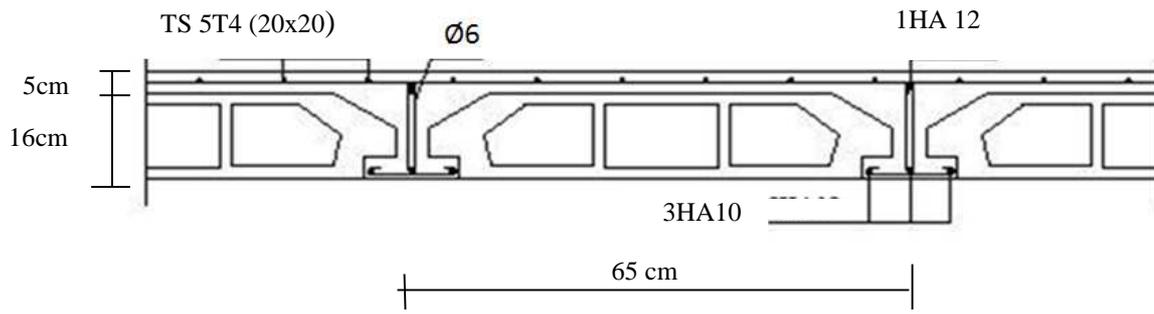


Figure III.2.6 Ferrailage du plancher en corps creux

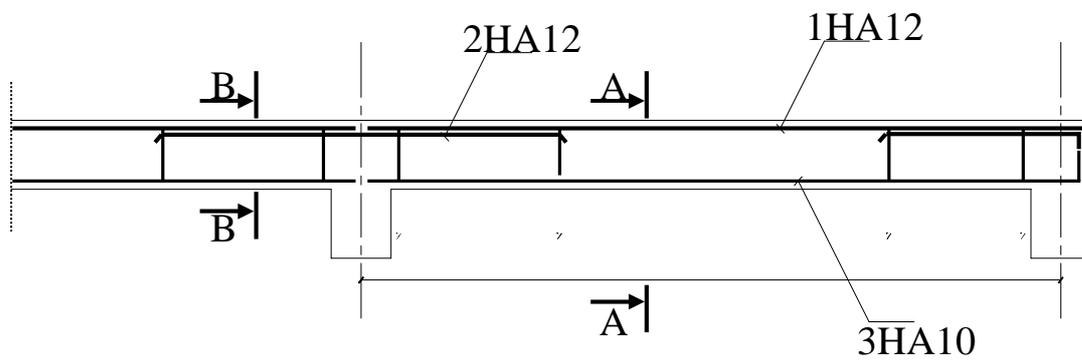
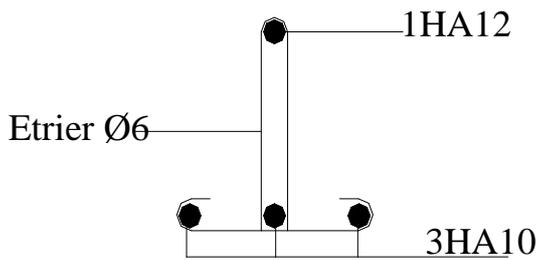
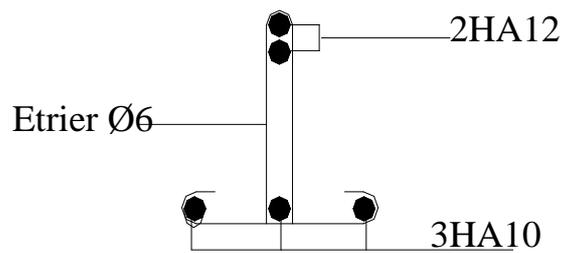


Figure III.2.7 Ferrailage de la poutrelle



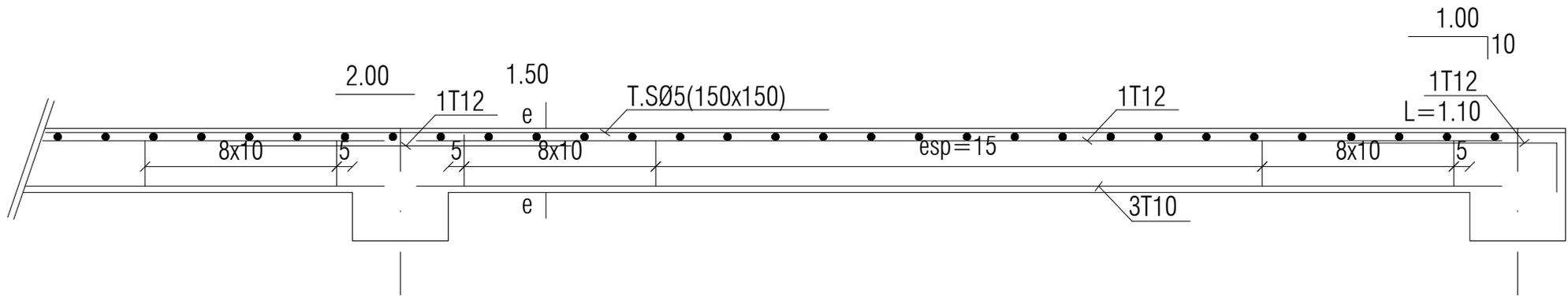
Ferrailage en coupe A-A



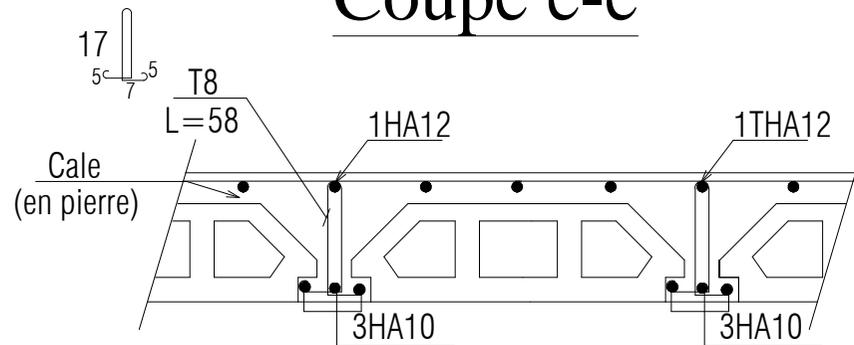
Ferrailage en coupe B-B

Figure III.2.8 Ferrailage en coupes

Coffrage & Ferrailage dalle corps creux :



Coupe e-e



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par

Melle: OUTOUATI Hayat
 Melle: SMAILI Karima

COFFRAGE FERRAILLAGE CORP CREUX

Dirigé par

Mr BOUHERAOUA

Septembre 2017

III.3 ETUDE DE LA SALLE MACHINE

III.3.1 INTRODUCTION

Notre bâtiment est constitué d'une cage d'ascenseur de caractéristiques suivantes

- Vitesse d'entraînement $V = 1$ (m/s)
- La surface de la cabine est de $2,56 \text{ m}^2$ soit $(1,60 \times 1,60)$.
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

III.3.2 CALCUL DE LA DALLE PLEINE

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD.

III.3.2.1 DIMENSIONNEMENT

L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{l}{45} \leq h_t \leq \frac{l}{40} \quad \text{Avec : } l \text{ est la plus grande portée de la cabine}$$

$$\text{Donc : } \frac{160}{45} \leq h_t \leq \frac{160}{40} \rightarrow 3,55 \text{ cm} \leq h_t \leq 4 \text{ cm}$$

Le règlement préconise une épaisseur minimale égale à **15cm**

$$\rightarrow h_t = 15 \text{ cm}$$

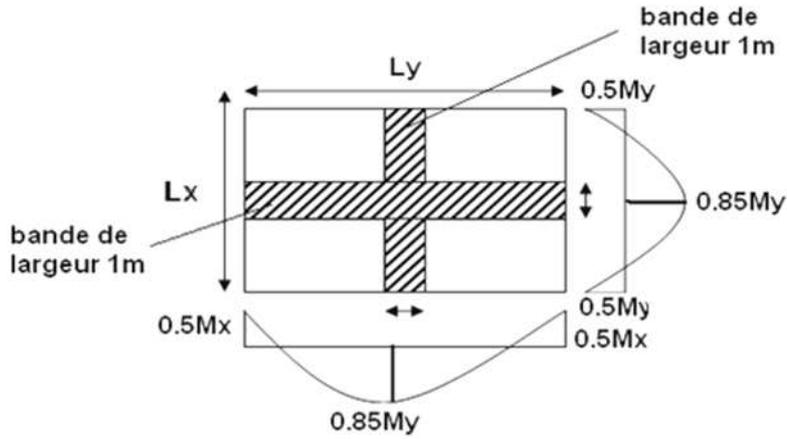
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{Avec : } - l_y : \text{ la grande portée de la cabine}$$

- l_x : La petite portée la cabine

$$- l_x \leq l_y$$

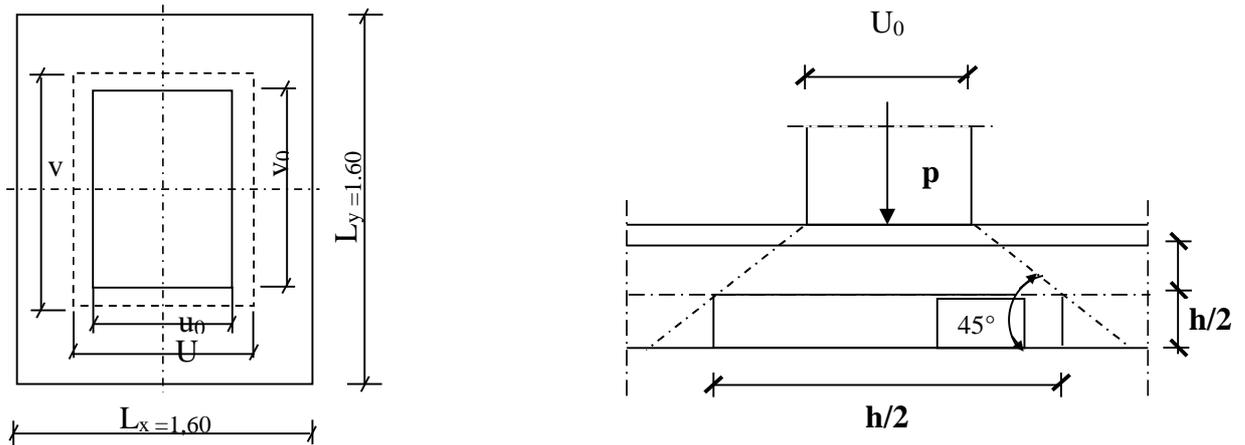
$$h_t = 15 \text{ cm} \geq \frac{l_x}{30} = 5,33 \text{ cm}$$

\Rightarrow Panneau rectangulaire isolé (carré) portant dans les deux sens. Pour l'étude de cette dalle on considère dans une première phase, la dalle simplement appui sur les 04 cotés.



III.3.2.2 Calcul à L'ELU

La dalle repose sur 04 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens (la petite et la grande portée) en plaçant la charge concentrée au centre du panneau.



On a :
$$\begin{cases} U = U_0 + 2e_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur du revêtement (5cm)
 $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (centrée sur la dalle)

Donc :
$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

A. CALCUL DES SOLLICITATIONS

- G_0 : poids de système de levage = **100 KN**
- G : poids propre de la dalle et les revêtements
- $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = \mathbf{4,85 \text{ KN/m}^2}$
- Q : charge d'exploitation = **1KN/m**

B. COMBINAISON DE CHARGE

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) = 8,048 \text{ KN/ml}$$

$$q_{0u} = 1,35Q = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

C. CALCUL DES MOMENTS

➤ **Les moments dus au système de levage (M_{x1} , M_{y1})**

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \\ M_{y1} = (\nu M_1 + M_2)q \end{cases}$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficient donnés en fonction de $\left\{ \rho ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y} \right\}$ à partir des

abaques de **PIGEAUD**

$$\begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{160} = 0,6 \end{cases}$$

Selon les abaques de **PIGEAUD**

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ M_1 = 0,076 \\ M_2 = 0,076 \end{cases}$$

- **A L'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = 0,076 \times 135 = 10,26 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 0,076 \times 135 = 10,26 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} , M_{y2})**

$\rho = 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans un sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Donc:

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0368 \times 8,048 \times (1,60)^2 = 0,758 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1 \times 0,758 = 0,758 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,26 + 0,758 = 11,018 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,26 + 0,758 = 11,018 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.3 FERRAILLAGE

➤ **SENS X-X ($M_x = 11,1 \text{ KN.m}$)**

a. En travée

$$M_t = 0,85 \times 11,018 = 9,358 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,365}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,3 \quad \text{Avec : } \begin{cases} b = 1 \text{ m de longueur} \\ d : \text{ hauteur outil} \end{cases}$$

$$\mu = 0,3 \longrightarrow \beta = 0,816$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,365 \times 10^5}{0,816 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2,53 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3,92 cm² avec : S_t = 20 cm

b. Aux appuis

$$M_a = -0,3 \times 11,018 = -3,305 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,305}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,013 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,013 \longrightarrow \beta = 0,993 \text{ (Avec l'interpolation)}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,305 \times 10^5}{0,993 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,735 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec : S_t = 20 cm

On adopte le même ferrailage pour le Sens Y-Y car

$$M_y = M_x = 11,018 \text{ KN.m}$$

➤ **SENS Y-Y ($M_x = 11,1$ KN.m)**

a. En travée

$$M_t = 0,85 \times 11,018 = 9,358 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,365}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,3$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m de longueur} \\ d : \text{ hauteur outil} \end{array} \right.$$

b. Aux appuis

$$M_a = -0,3 \times 11,018 = -3,305 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,305}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,013 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993 \text{ (Avec l'interpolation)}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,305 \times 10^5}{0,993 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,735 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec : S_t = 20 cm

III 3.3.1 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (Art : B.7.4 /BAEL91)

1. Armatures parallèles à L_x

$$\text{On doit vérifier que : } w_x = \frac{A_{tx}}{bh} \geq w_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

Avec :

$$w_0 = 08\% \text{ pour les HAfeE400}$$

$$\left. \begin{array}{l} w_x = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,003 \\ 0,0008 \times \frac{3-1}{2} = 0,0008 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

2. Armatures parallèles à L_y

On doit vérifier que :

$$w_y = \frac{A_{ty}}{bh} \geq w_0$$

$$\frac{A_{ty}}{bh} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 > 0,0008 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

b. Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$$

$$\Phi = 10mm < \Phi_{\max} = 15mm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Condition de non poinçonnement

On doit vérifier que : $q_u \leq 0,045 U_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q = 100KN$$

$$\bar{Q} = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5KN$$

$$Q = 100KN < \bar{Q} = 472,5KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire

d. Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{q}{2U + V} = \frac{q}{3U} = \frac{10}{3 \times 1,05} = 3,175 \text{ tonne avec } (U = V)$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{q}{2V + U} = \frac{q}{3V} = \frac{10}{3 \times 1,05} = 3,175 \text{ tonne}$$

$$\text{On doit vérifier que } \tau = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = 33,3Mpa$$

$$\tau = \frac{3,175}{1 \times 13} = 0,244Mpa \quad 0,244 < 3,33Mpa \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III 3.3.2 Vérification a l'ELS

1- CALCUL LES MOMENTS

➤ Les moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = M_1 + \nu M_2)q_s$$

$$M_{y1} = M_2 + \nu M_1)q_s$$

$$q_s = G + Q = 0 + 100 = 100 \text{ KN}$$

$$\nu = 0,2 \text{ (à L'ELS)}$$

Donc :

$$M_{x1} = (0,076 + 0,2 \times 0,076) \times 100 = 9,12 \text{ KN / ml}$$

$$M_{y1} = (0,076 + 0,2 \times 0,076) \times 100 = 9,12 \text{ KN / ml}$$

➤ Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN / ml}$$

$$\nu = 0,2 \text{ (à L'ELS)}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0442 \times 5,85 \times (1,60)^2 = 0,661 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,661 = 0,661 \text{ (KN.m)}$$

➤ Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,12 + 0,661 = 9,78 \text{ (KN.m)}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,12 + 0,661 = 9,78 \text{ (KN.m)}$$

▪ Ferrailage

➤ Sens X-X : ($M_x = 9,78$) KN m

On adopte le même ferrailage pour le Sens Y-Y car

$$M_y = M_x = 9,78 \text{ KNm}$$

a. En travée

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,78 = 8,313 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,313}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times (10)^3} = 0,003 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,131 \times 10^5}{0,985 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,82 \text{ cm}^2$$

b. Aux appuis

$$M_a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,78 = -2,93 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,93}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,012 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994 \text{ (par interpolation linéaire)}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,93 \times 10^5}{0,994 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,65 \text{ cm}^2$$

➤ Sens Y-Y

2En travée

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,78 = 8,313 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,131}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times (10)^3} = 0,003 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,131 \times 10^5}{0,985 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,82 \text{ cm}^2$$

b. Aux appuis

$$M_a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,78 = -2,93 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,93}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,012 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994 \text{ (Par interpolation linière)}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,93 \times 10^5}{0,994 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

2- Contraintes de compression dans le béton

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées.
Selon J.P MOULIN (B.A.E.L)

- La section est rectangulaire
- La nuance des l'acier est de Fe E400

$$\alpha \leq \frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \mu = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ Sens X-X

	$M_{xu}(\text{KN.m})$	$M_{xs}(\text{KN.m})$	$\mu = \frac{M_{xu}}{M_{xs}}$	$\frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
En travée	9,358	8,313	1,125	0,3125	0,0381	vérifiée
Aux appuis	-3,305	-2,93	1,127	0,3135	0,0151	vérifiée

➤ Sens Y-Y :

	$M_{yu}(\text{KN.m})$	$M_{ys}(\text{KN.m})$	$\mu = \frac{M_{yu}}{M_{ys}}$	$\frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
En travée	9,358	8,313	1,125	0,3125	0,0381	vérifiée
Aux appuis	-3,305	-2,93	1,127	0,3135	0,0151	vérifiée

III-4-2-6 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable → Aucune vérification n'est nécessaire.

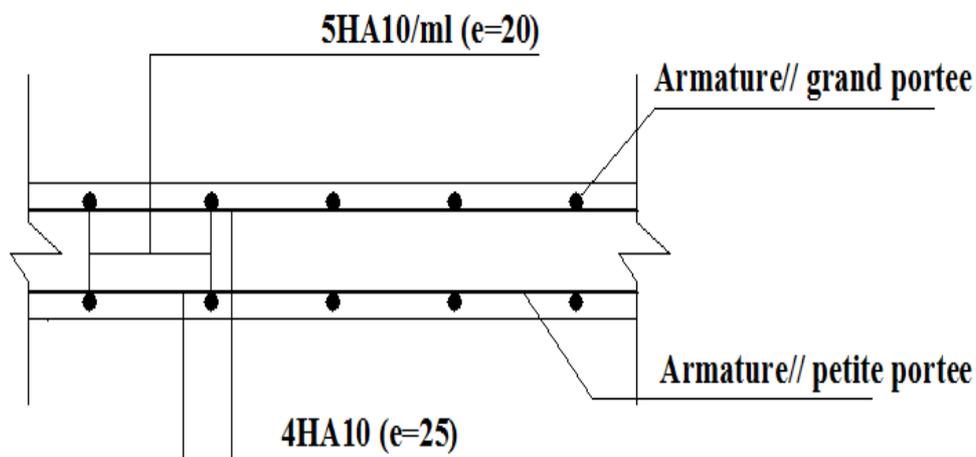
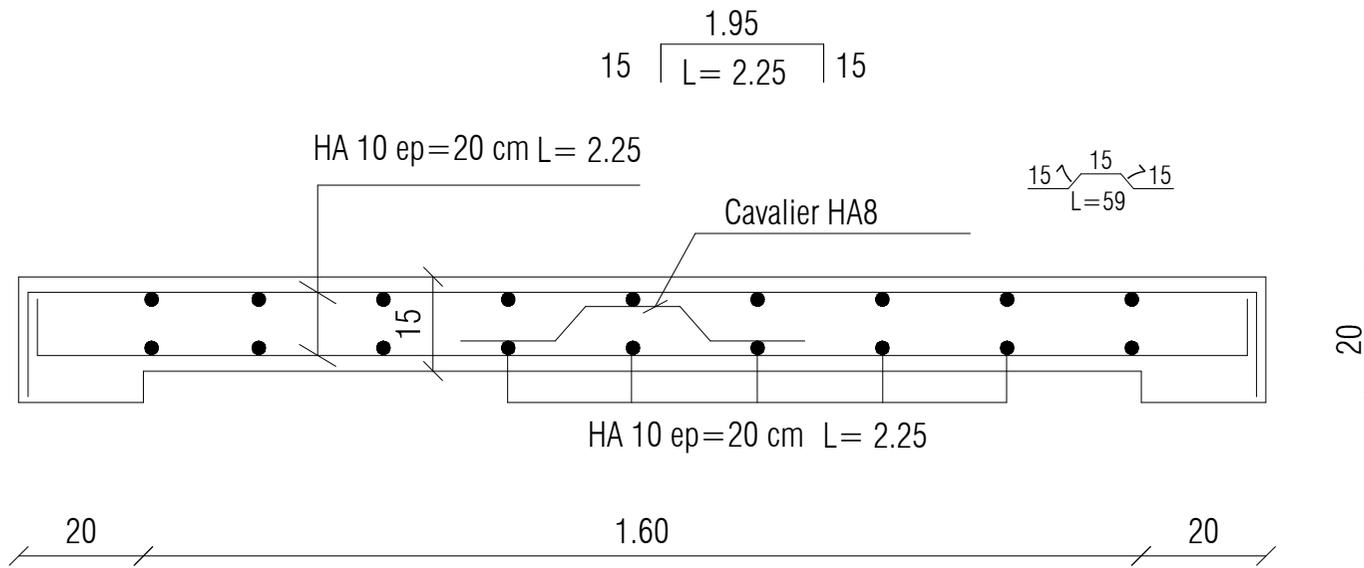
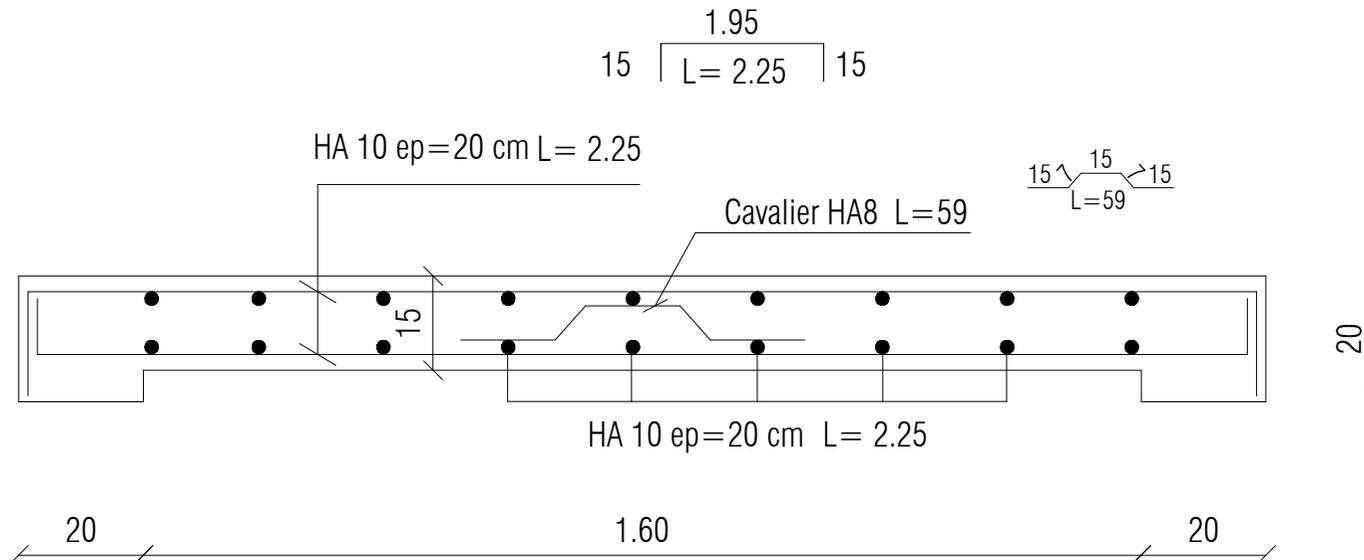


Figure III.3 Ferrailage de la dalle pleine (salle machine)



sens (x-x)



sens (y-y)

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par

Melle: OUTOUATI Hayat
 Melle: SMAILI Karima

FERRAILLAGE SALLE MACHINE

Dirigé par

Mr BOUHERAOUA

Septembre 2017

III.4 ETUDE DU BALCON

III.4.1 INTRODUCTION

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur

$$h = 1\text{m.}$$

III.4.2 PRE DIMENSIONNEMENT

- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

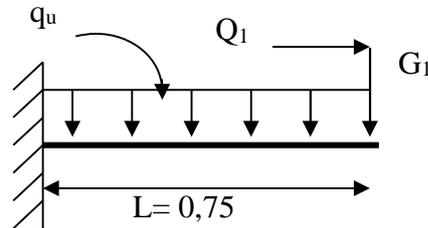
L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec :}$$

L : La largeur de la console.

$$e_p \geq \frac{75}{10} = 7,5$$

$$e_p = 7,5\text{cm}$$



1. Schéma statique de calcul

q_u : charge et surcharge pondérées de dalle

Q_1 : surcharge de garde-corps.

G_1 : charge de garde-corps.

2. Charges et surcharges

$$\begin{cases} G = 5,61 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_1 = 0,2 \text{ KN/ml} \\ Q_1 = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.4.3 LES COMBINAISONS DE CHARGES

➤ Les Combinaisons de charges à l'ELU

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,61) + 1,5(3,5)] \times 1\text{m} = 12,82 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u2} = N_u = 1,5Q_1 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.} \Rightarrow N_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$q_{u3} = 1,35G_1 = 1,35 \times 0,2 = 0,27 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} + M_{u3}$$

$$M_u = q_{u1} l^2 / 2 + q_{u2} h + q_{u3} l \quad \text{Avec: } h \text{ est la hauteur de garde-corps}$$

$$M_u = (12,82 \times (0,75)^2 / 2) + (1 \times 1) + (0,27 \times 0,75)$$

$$M_u = 3,6 + 1 + 0,2025 = 4,8025 \text{ KN ml.}$$

- **Centre de poussée**

$$e_u = M_u / N_u = 4,8/1,5 = 3,2\text{m} = 32\text{cm}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 2 = 5,5\text{cm} < e_u$$

⇒ Le centre de poussée se trouve à l'extérieur de la section avec un effort de traction.

⇒ **S.P.C.**

- **Les Combinaisons de charges à l'ELS**

$$q_{s1} = G + Q = (5,61 + 3,5) \times 1\text{m} = 9,11 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = Q_1 = 1 \text{ KN/ml.} \Rightarrow N_s = 1\text{KN}$$

$$q_{s3} = G_1 = 0,2 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = M_{s①} + M_{s②} + M_{s③}$$

$$M_s = (q_{s1} \times l^2 / 2) + (q_{s2} \times h) + (q_{s3} \times l)$$

$$M_s = (9,11 \times (0,75)^2 / 2) + (1 \times 1) + (0,2 \times 0,75)$$

$$M_s = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1 \text{ KN}$$

- **Centre de poussée**

$$e_s = M_s / N_s = 3,71/1 = 3,71\text{m.}$$

III.4.4 FERRAILLAGE

Le ferrailage consiste à étudier une section rectangulaire (b x h) soumise à une flexion composée.

1. Calcul d'armatures en flexion simple:

$$M_f = N_u (e_u - h/2 + c) = 1,5 (3,71 - 0,1/2 + 0,02) = 5,52 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = M_f / b d^2 f_{bc} = 5,52 / (1 \times 0,8^2 \times 14,2 \times 10^3) = 0,06 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,06 \Rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_f = M_f / (\beta \times d \times f_e / \gamma_s) = 5,52 \times 10^3 / (0,997 \times 0,08 \times 348 \times 10^2) \Rightarrow A_f = 1,98 \text{ cm}^2$$

2. Calcul d'armatures en flexion composée:

$$A = A_f + N_u / \sigma_s = 1,98 + (1,5) / 348 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 4HA12/ml = 4,52 cm² avec : e = 25cm.

3. Armatures de répartition

$$A_r = A/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons : 4HA10/ml = 3,14 cm² avec : e = 25cm.

III.4.5 VERIFICATIONS DE CONTRAINTES A L'ELU

a. Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e (e_s - 0,455d) / (e_s - 0,185d) \quad \rightarrow A_{\min} = 0,071 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b. Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u / (bxd)$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u3} = 12,82 \times 0,75 + 0,27 = 9,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 9,88 / (1 \times 0,08 \times 1000) = 0,123 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée.

c. Adhérence de barres

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec } \sum u_i \text{ somme des périmètres utile des armatures.}$$

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 9,88 / (0,9 \times 0,12 \times 0,1571 \times 1000) = 0,58 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.6 VERIFICATIONS DE CONTRAINTES A L'ELS

a. Vérification des contraintes de compression du béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$b \times \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 4,52 (0,8 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 67,5 y_1 - 813,6 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 409 \rightarrow y_1 = 1,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 1,25^3}{3} + 15 \times 4,52 (80 - 1,25)^2 = 4205,31 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{3,71 \times 10^6}{42053100} \times 12,5 = 1,102 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. Etat limite d'armature des fissures

La fissuration est peu nuisible.

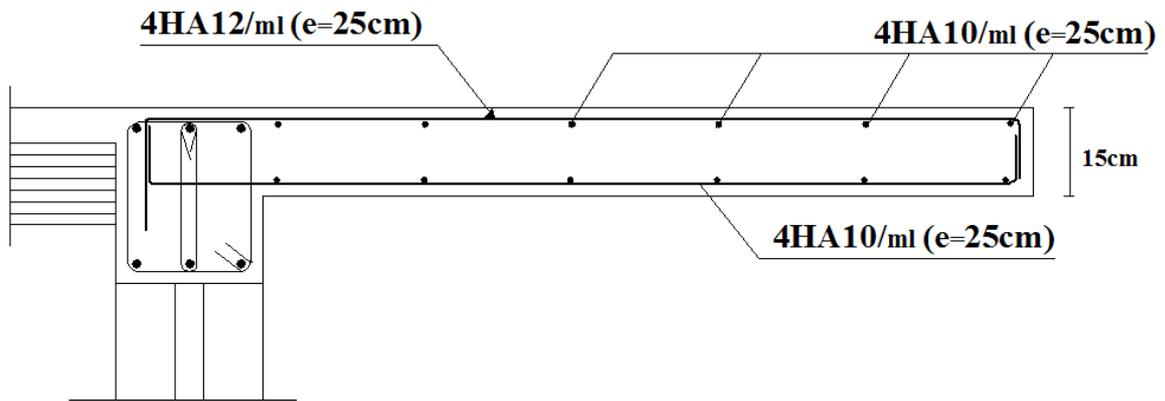
$$\sigma_{st} \leq f_e$$

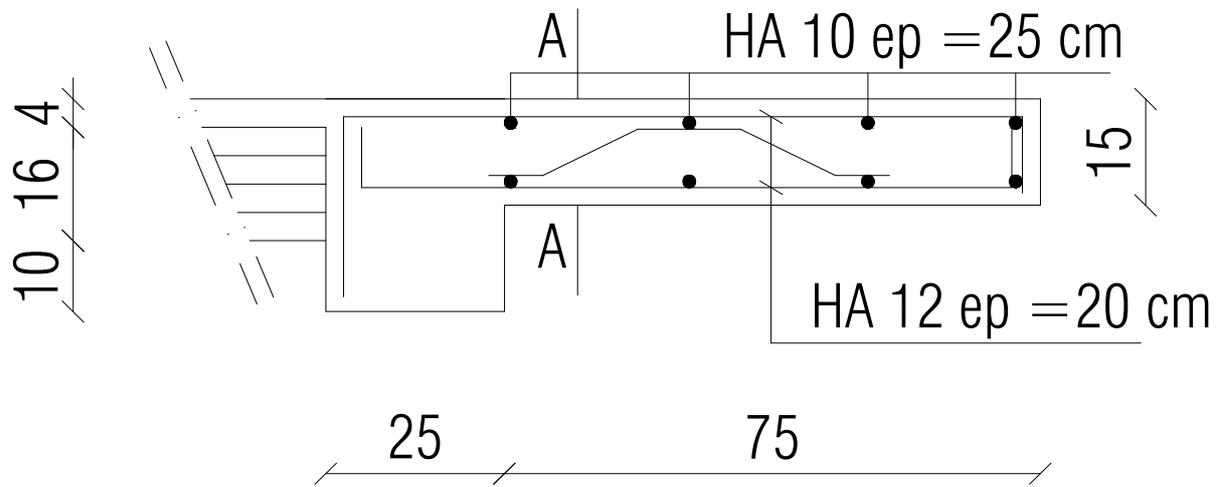
$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{3,71 \times 10^6}{4205,31 \times 10^4} \times (80 - 12,5) = 89,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq f_e$$

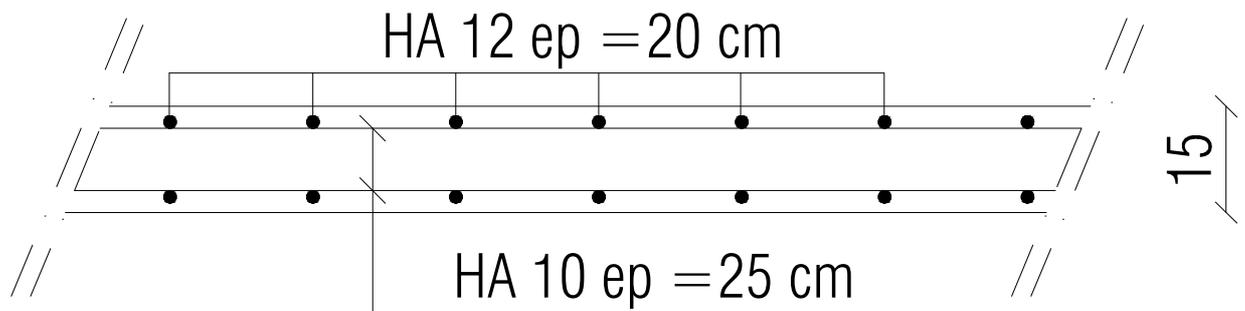
} Condition vérifier

Figure : *Ferraillage de la dalle pleine de type console*





Coupe A-A



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Melle: OUTOUATI Hayat Melle: SMAILI Karima	<u>FERRAILLAGE CONSOLE (BALCON)</u>	
Dirigé par	Mr BOUHERAOUA	Septembre 2017

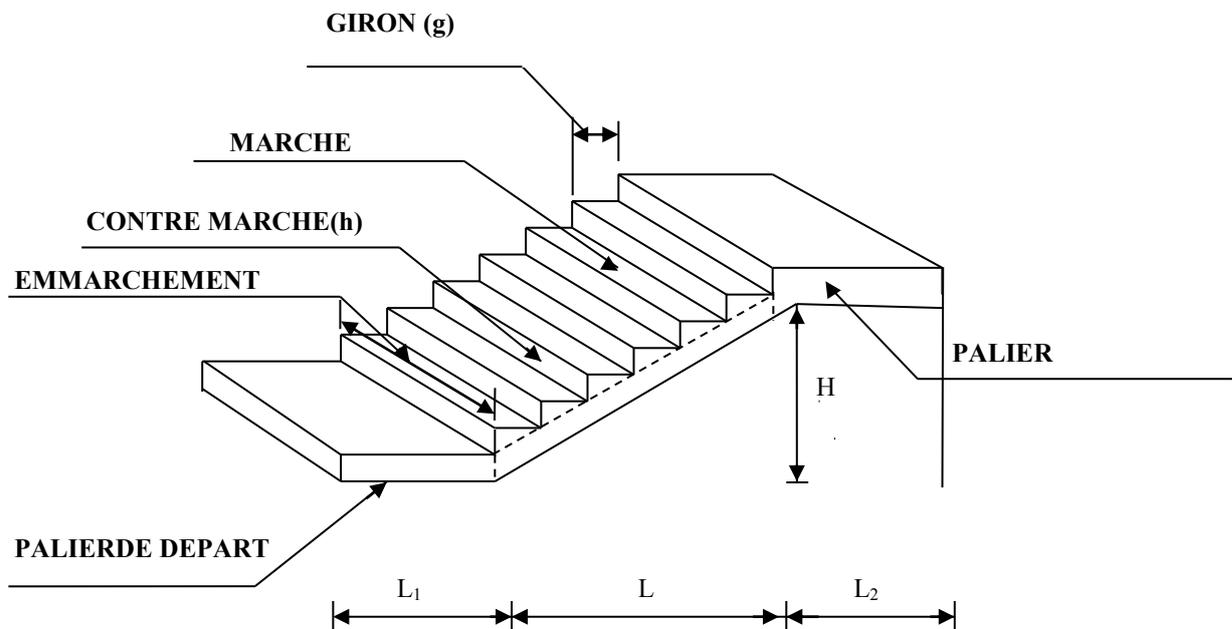
III.5 CALCUL DES ESCALIERS

III.5.1 INTRODUCTION

Un escalier est un ouvrage constitue d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

Terminologie :

- **La marche :** C'est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale entre deux marches consécutives.
- **Hauteur de contre marche (h) :** C'est la différence de niveau entre deux marches successives, Sa valeurs varie généralement entre 13 et 17 cm.
- **Le giron (g) :** C'est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La montée :** Correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** C'est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** fd est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.



III.5.2 LES ESCALIERS

Il comporte trois volées de même hauteur qui est égale à $H = 1,36\text{m}$.
Les trois volées sont identiques .

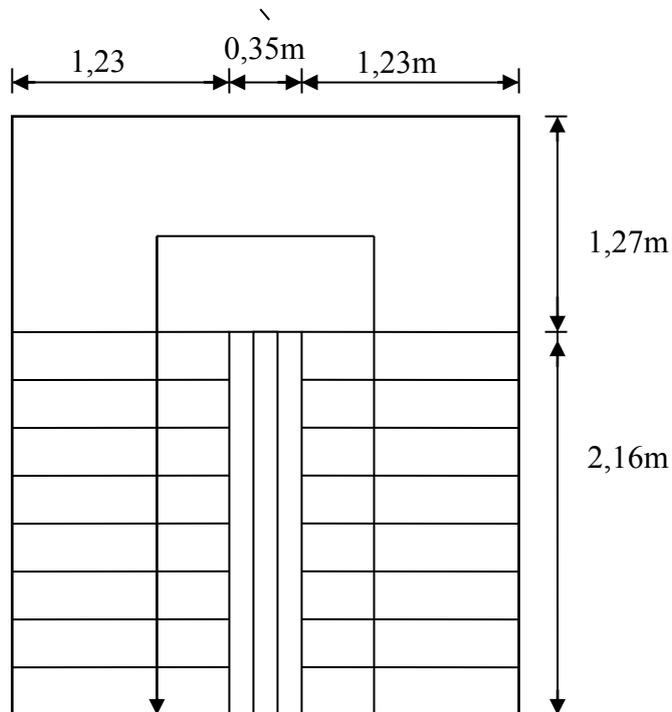


Figure III.5.1 *vue en plan de l'escalier*

III.5.2.1 DIMENSIONNEMENT

➤ Volée 1 ($H = 1,36\text{ m}$)

On prend la hauteur des contre marches : $h = 17\text{ cm}$

Le nombre de contres marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8$

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 7\text{ marches}$

On prend le girant : $g = 27\text{cm}$

$L = g \times m = 27 \times 7 = 189\text{ cm}$

III.5.2.2 VERIFICATION DE LA LOI DE BLONDEL

$$60\text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64\text{ cm}$$

$$60\text{ cm} \leq 27 + 2 \times 17 = 61\text{cm} \leq 64\text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.2.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{189} = 0,637 \rightarrow \alpha = 35,73^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \rightarrow L_1 = \frac{189}{\cos 35,73^\circ} = 233 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la pailleasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 1,54 + 2,33 + 1,41 = 5,28 \text{ m.}$$

D'où :

$$\frac{528}{30} \leq e_p \leq \frac{528}{20} \rightarrow 17,6 \text{ cm} \leq e_p \leq 26,4 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm.}$

III.5.3 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la pailleasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la pailleasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a. CHARGES PERMANENTES

➤ Palier :

Tableau : Charges permanentes de palier

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	22	0,44
Dalle en béton	20	25	5,00
G_{total} = 6,24 KN/m²			

➤ Pailleasse :

$$\text{Poids de la pailleasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,20}{\cos 35,73^\circ} = 6,16 \text{ KN/m}^2,$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2,$$

Revêtement carrelage : 0,40 KN/m²,

Mortier de pose : 0,40 KN/m²,

Lit de sable : 0,44 KN/m²,

Garde de corps : 10 x 0,02 x 1 = 0,2 KN/m²,

$$\underline{\underline{G_{\text{total}} = 9,73 \text{ KN/m}^2}}$$

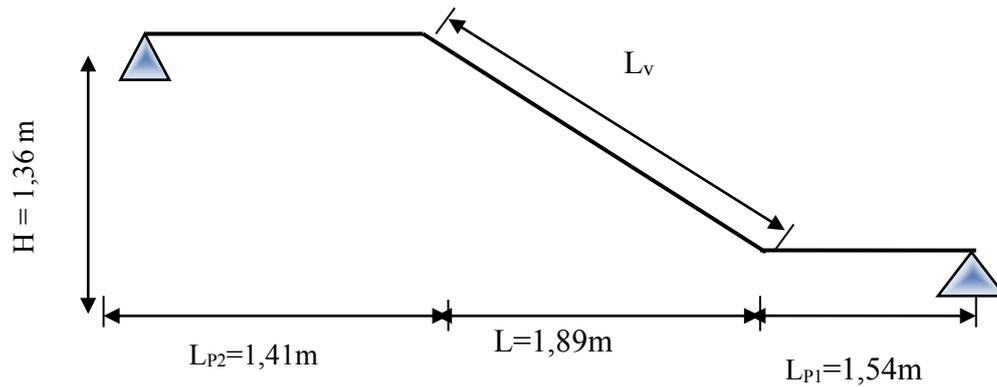


Figure III.5.2 Schéma statique
volée 1et 3

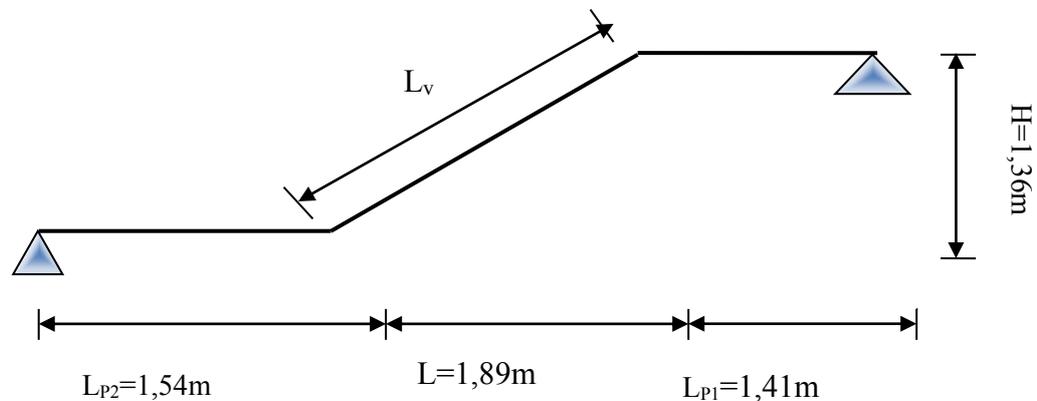


Figure III.5.3 Schéma statique
de la volée intermédiaire

b. SURCHARGES D'EXPLOITATIONS

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III.5.4 CALCUL A L'ELU

➤ COMBINAISON DE CHARGES

$$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 1,35 \times 9,73 + 1,5 \times 2,5 = 16,89 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5 = 12,17 \text{ KN/ml}$$

➤ **CALCUL DES EFFORTS INTERNES**

▪ **Réactions d'appuis :**

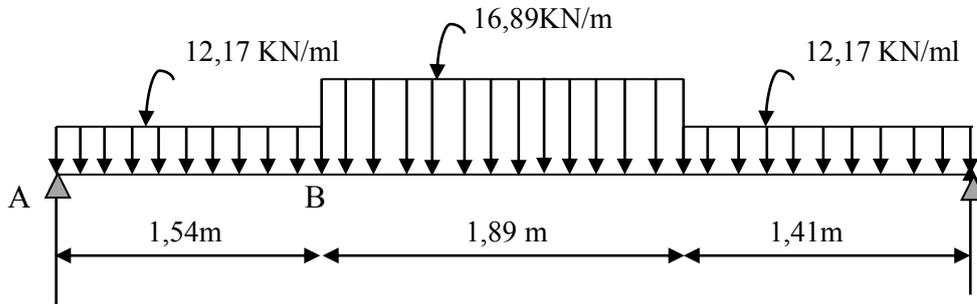


Figure III.5.4 Schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (12,17 \times 1,54) + (16,89 \times 1,89) + (12,17 \times 1,41) = 67,82 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow R_B (1,54 + 1,89 + 1,41) - 12,17 \times 1,41 \left(\frac{1,41}{2} + 1,89 + 1,54 \right) - 16,89 \times 1,89 \left(\frac{1,89}{2} + 1,54 \right) -$$

$$12,17 \times 1,54 \left(\frac{1,54}{2} \right) = 0$$

$$R_A = 33,80 \text{ KN}$$

$$R_B = 34,03 \text{ KN}$$

➤ **EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS FLECHISSANT**

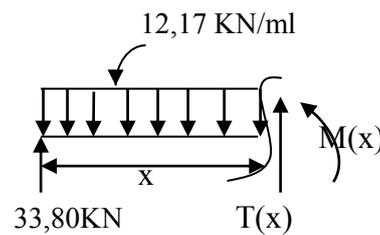
a. **Efforts tranchants**

$$0 \text{ m} \leq x \leq 1,54 \text{ m}$$

$$T(x) + 33,80 - 12,17x = 0$$

$$T(x) = 12,17x - 33,80$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -33,8 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,54 \text{ m} \rightarrow T(1,54) = -15,06 \text{ KN} \end{cases}$$

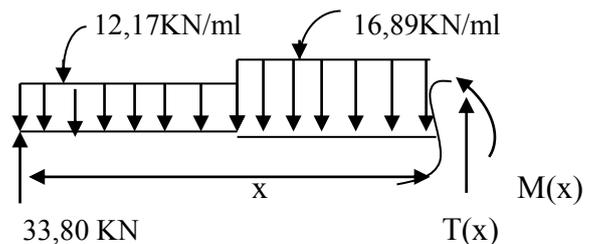


$$1,54 \text{ m} \leq x \leq 3,43 \text{ m}$$

$$T(x) + 33,80 - 12,17(1,54) - 16,89(x - 1,54) = 0$$

$$T(x) = 12,17(1,54) + 16,89(x - 1,54) - 33,80$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,54 \rightarrow T(1,54) = -15,06 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,43 \rightarrow T(3,43) = 16,86 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T(x) = 0 \rightarrow 12,17(1,54) + 16,89(x - 1,54) - 33,80 = 0$$

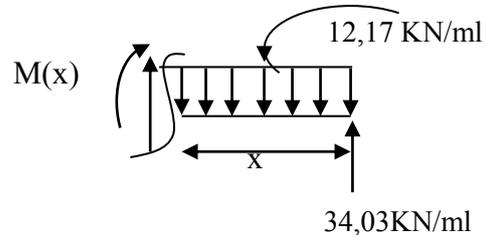
$$\rightarrow 16,89x - 41,07 = 0 \rightarrow x = 2,43 \text{ m}$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 1,41 \text{ m}$$

$$T(x) + 34,03 - 12,17(x) = 0$$

$$T(x) = 12,17(x) - 34,03$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -34,03 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,41 \text{ m} \rightarrow T(1,41) = -16,87 \text{ KN} \end{cases}$$



T(x)

b. Le moment fléchissant

$$0 \leq x \leq 1,54 \text{ m}$$

$$M(x) - 33,80x + 12,17x \times \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 33,80x - 12,17 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 1,54 \text{ m} \rightarrow M(1,54) = 37,62 \text{ KN m} \end{cases}$$

$$1,54 \text{ m} \leq x \leq 3,43 \text{ m}$$

$$M(x) - 33,80x + 12,17 \times 1,54 \left(x - \frac{1,54}{2} \right) + \frac{16,89}{2} (x - 1,54)^2 = 0$$

$$M(x) = 33,80x - 12,17 \times 1,54 \left(x - \frac{1,54}{2} \right) - \frac{16,89}{2} (x - 1,54)^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,54 \text{ m} \rightarrow M(1,54) = 37,62 \text{ KN. m} \\ \text{Pour } x = 3,43 \text{ m} \rightarrow M(2,80) = 35,91 \text{ KN. m} \end{cases}$$

Le moment max :

$$x = 2,43 \text{ m} \rightarrow M(2,43) = 44,33 \text{ KN m}$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 1,41 \text{ m}$$

$$M(x) - 34,03x + 12,17 \times \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 34,03x - 12,17 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN, m} \\ \text{Pour } x = 1,41 \text{ m} \rightarrow M(1,41) = 35,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$\begin{cases} M_{travée} = 0,85 \times 44,33 = 37,68 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = - 0,3 \times 44,33 = - 13,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU:**

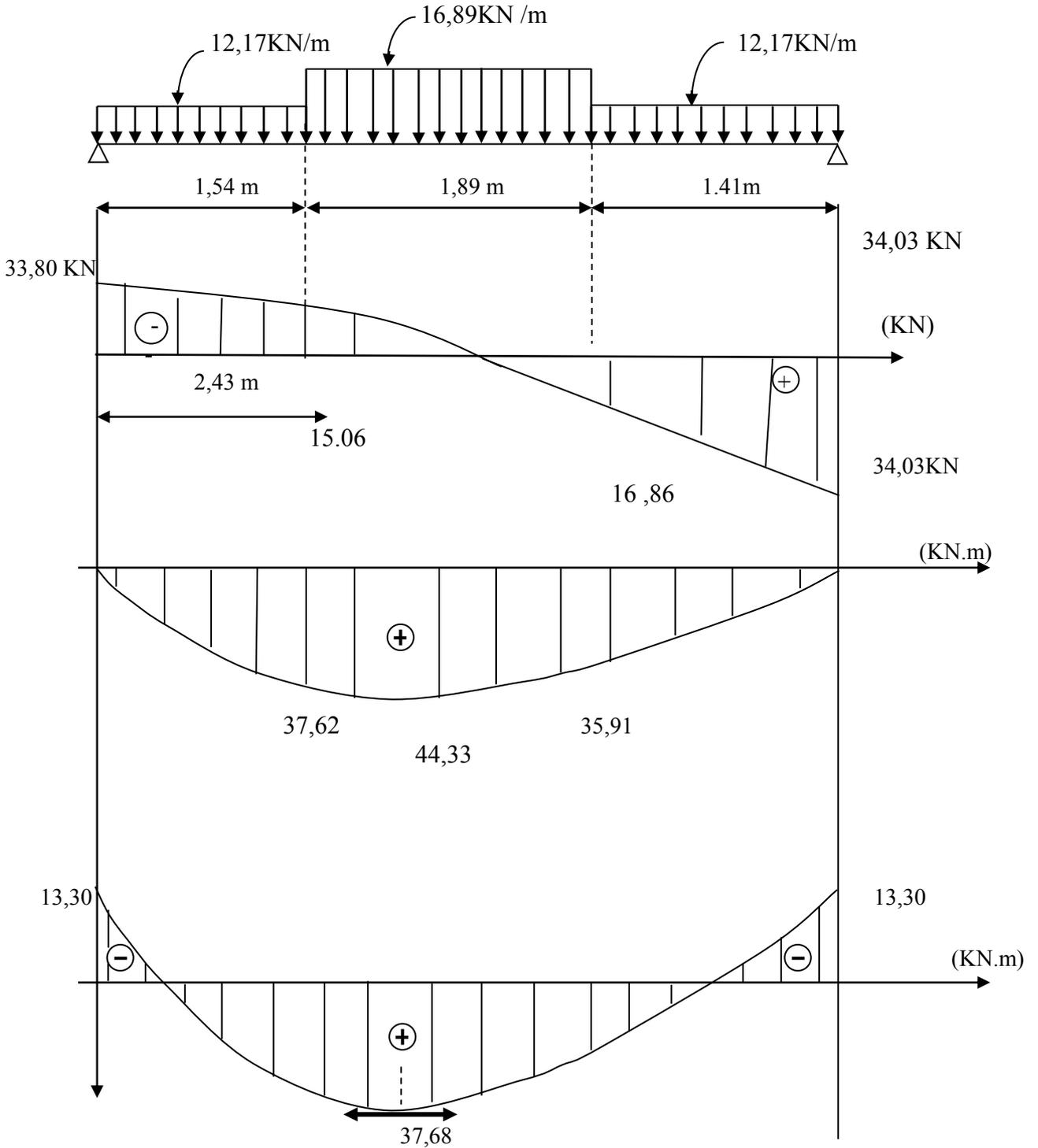


Figure III.5.5 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ CALCUL DES ARMATURES

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}.$$

1. En travée:

$$M_u^t = 37,68 \text{ KN m}$$

▪ Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{37,68 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,081 \leq 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,081 \longrightarrow \beta = 0,957$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{37,68 \times 10^3}{0,957 \times 18 \times 348} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA 12 /ml = 6,78cm² avec un espacement S_t = 15cm

▪ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm², avec un espacement S_t = 25 cm.

2. Aux appuis :

▪ Armatures principales

$$M_u^a = 13,30 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,30 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,028 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,30 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 2,15 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA 12/ml = 5,65 cm², avec un espacement S_t = 15 cm.

▪ Armatures de repartions

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3,14cm², avec un espacement S_t = 20 cm

III.5.5 LES VERIFICATIONS A L'ELU

- **Vérification de la non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

1. En travée :

$$A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis :

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de contrainte tangentielle [Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99]**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : T_u est l'effort tranchant maximal

$$T_u = 34,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{34,03 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,189 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis)
(Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{Avec : } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 34,03 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\sum Ui = n \times \pi \times \Phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum ui} = \frac{34,03 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 0,93 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal.

$$\tau_{se} = 0,93 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{Mpa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{sc}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{cm}$$

Avec :

est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 20 \text{cm}$

III.5.6 CALCUL A L'ELS

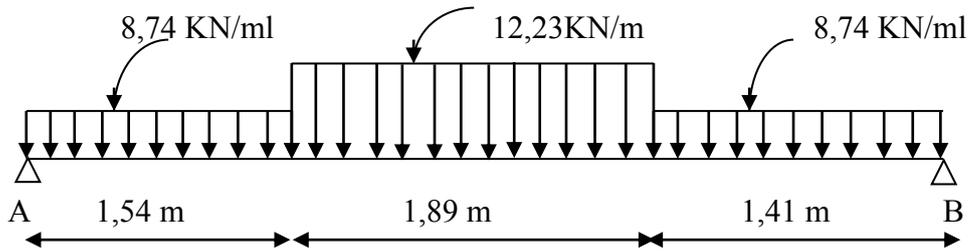
➤ COMBINAISON DE CHARGES

Palier : $q_u = G + Q = 6,24 + 2,5 = 8,74 \text{KN/ml.}$

Pailleasse : $q_u = G + Q = 9,73 + 2,5 = 12,23 \text{KN/ml}$

➤ CALCUL DES EFFORTS INTERNES

a- Réactions d'appuis



$$\sum F = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (8,74 \times 1,54) + (12,23 \times 1,89) + (8,74 \times 1,41) = 48,90 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow R_B(1,41 + 1,89 + 1,54) - 8,74 \times 1,41 \left(\frac{1,41}{2} + 1,89 + 1,54 \right) - 12,23 \times 1,89 \left(\frac{1,89}{2} + 1,54 \right) -$$

$$8,74 \times 1,54 \left(\frac{1,54}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 24,54 \text{ KN}$$

$$R_A = 24,36 \text{ KN}$$

b- Efforts tranchant

$$0 \leq x \leq 1,54 \text{ m}$$

$$T(x) + 24,36 - 8,74(x) = 0$$

$$T(x) = 8,74(x) - 24,36$$

$$\left\{ \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -24,36 \text{ KN} \right.$$

$$\left\{ \text{Pour } x = 1,54 \text{ m} \rightarrow T(1,54) = -10,90 \text{ KN} \right.$$

$$1,54 \text{ m} \leq x \leq 3,43 \text{ m}$$

$$T(x) + 24,36 - 8,74(1,54) - 12,23(x - 1,54) = 0$$

$$T(x) = 12,23(x - 1,54) - 10,90$$

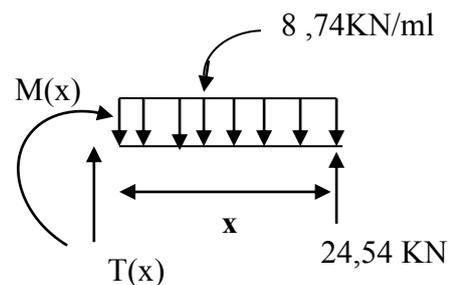
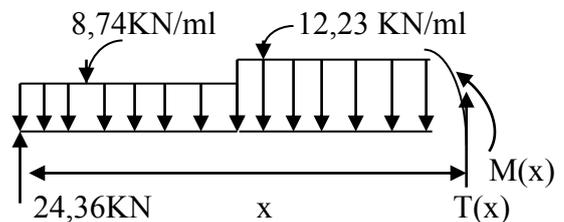
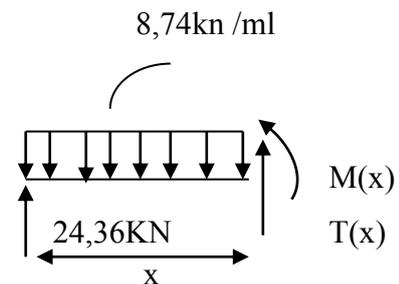
$$\left\{ \text{Pour } x = 1,54 \text{ m} \rightarrow T(1,54) = -10,90 \text{ KN} \right.$$

$$\left\{ \text{Pour } x = 3,43 \text{ m} \rightarrow T(3,43) = 12,21 \text{ KN} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 12,23(x - 1,54) - 10,90 = 0$$

$$x = 2,43 \text{ m}$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 1,41 \text{ m}$$



$$T(x) + 24,54 - 8,74 (x) = 0$$

$$T(x) = -24,54 + 8,74 (x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(0) = -24,54 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,41 \text{ m} \longrightarrow T(1,41) = -12,22 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c- Le moment fléchissant

$$0 \leq x \leq 1,54 \text{ m}$$

$$M(x) - 24,36x + 8,74 \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$M(x) = 24,36x - 8,74 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 1,54 \text{ m} \longrightarrow M(1,54) = 27,15 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

$$1,54 \text{ m} \leq x \leq 3,43 \text{ m}$$

$$M(x) - 24,36x + 8,74x \cdot 1,54 \left(x - \frac{1,54}{2}\right) + \frac{12,23}{2}(x - 1,54)^2 = 0$$

$$M(x) = 24,36x - 8,74x \cdot 1,54 \left(x - \frac{1,54}{2}\right) - \frac{12,23}{2}(x - 1,54)^2 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,54 \text{ m} \longrightarrow M(1,54) = 27,15 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 3,43 \text{ m} \longrightarrow M(3,43) = 25,90 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

Le moment max :

$$x = 2,43 \text{ m} \longrightarrow M(2,43) = 32 \text{ KN m}$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 1,41 \text{ m}$$

$$M(x) - 24,54x + 8,74 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 24,54x - 8,74 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 1,41 \text{ m} \longrightarrow M(1,41) = 25,91 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 32 = 27,2 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 32 = -9,6 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS :

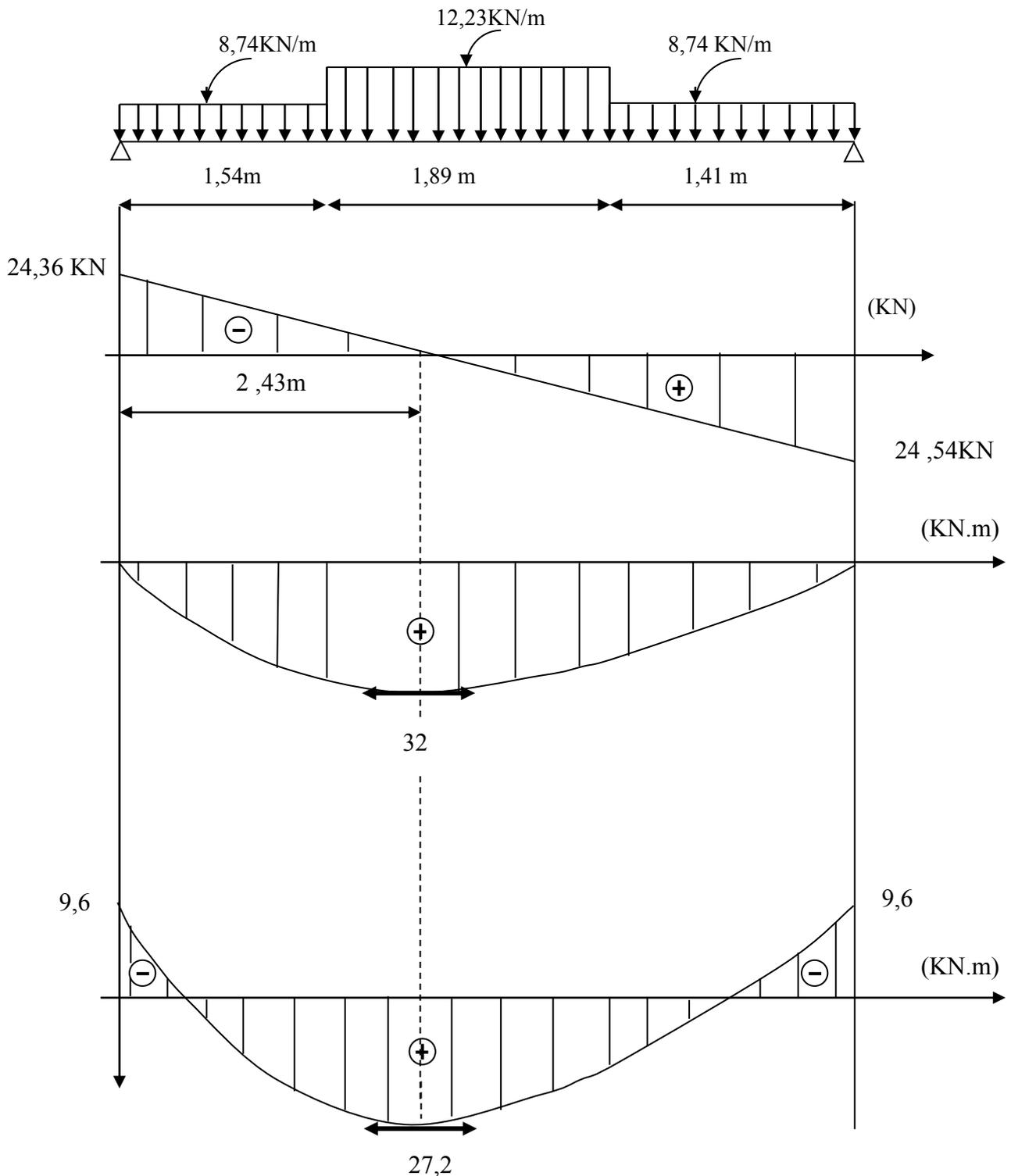


Figure II.5.6 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.5.7 VERIFICATION A L'ELS

a. ETAT LIMITE DE RESISTANCE DE BETON A LA COMPRESSION

(ART.A.4.5, 2/BAEL 91 MODIFIE 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

▪ En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376 \longrightarrow K_1 = 37,91 \text{ et } \beta_1 = 0,905$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{27,2 \times 10^3}{0,905 \times 18 \times 6,78} = 246,27 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{246,27}{37,91} = 6,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

→ Condition vérifiée

▪ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313 \longrightarrow K_1 = 41,5 \text{ et } \beta_1 = 0,911$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{27,2 \times 10^3}{0,918 \times 18 \times 5,65} = 291,34 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{291,34}{41,5} = 7,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

→ Condition vérifiée

b- Etat limite d'ouverture des fissurations

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, aucune vérification n'est nécessaire

C- Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

VERIFICATION :

Avec :

- h : hauteur totale de la poutre (20 cm),
 L : portée entre nus d'appuis (L = 4,50m),
 M_t : moment max en travée (M_t = 27,2KN.m),
 M₀ : moment max de la travée isostatique,
 A : section des armatures,
 b : largeur de la section,
 d : hauteur utile de la section droite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{484} = 0,041 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0,041 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27,2}{10 \times 32} = 0,085 \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{6,78}{100 \times 20} = 0,0034 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

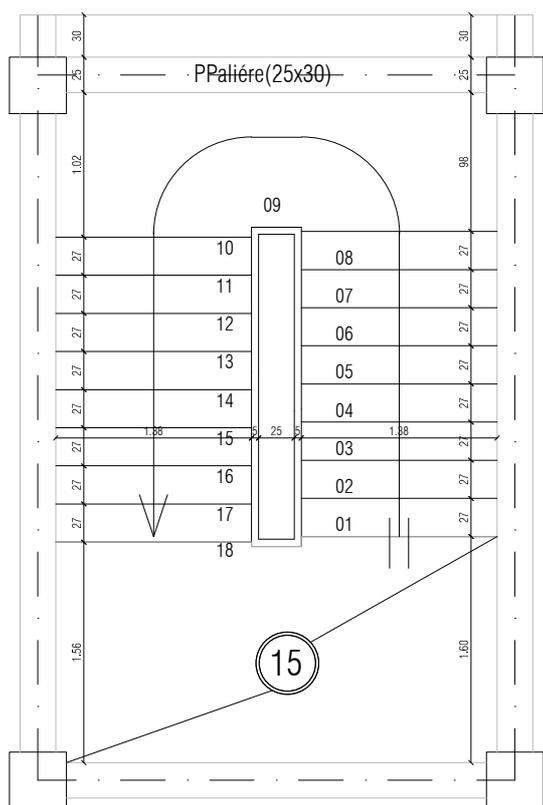
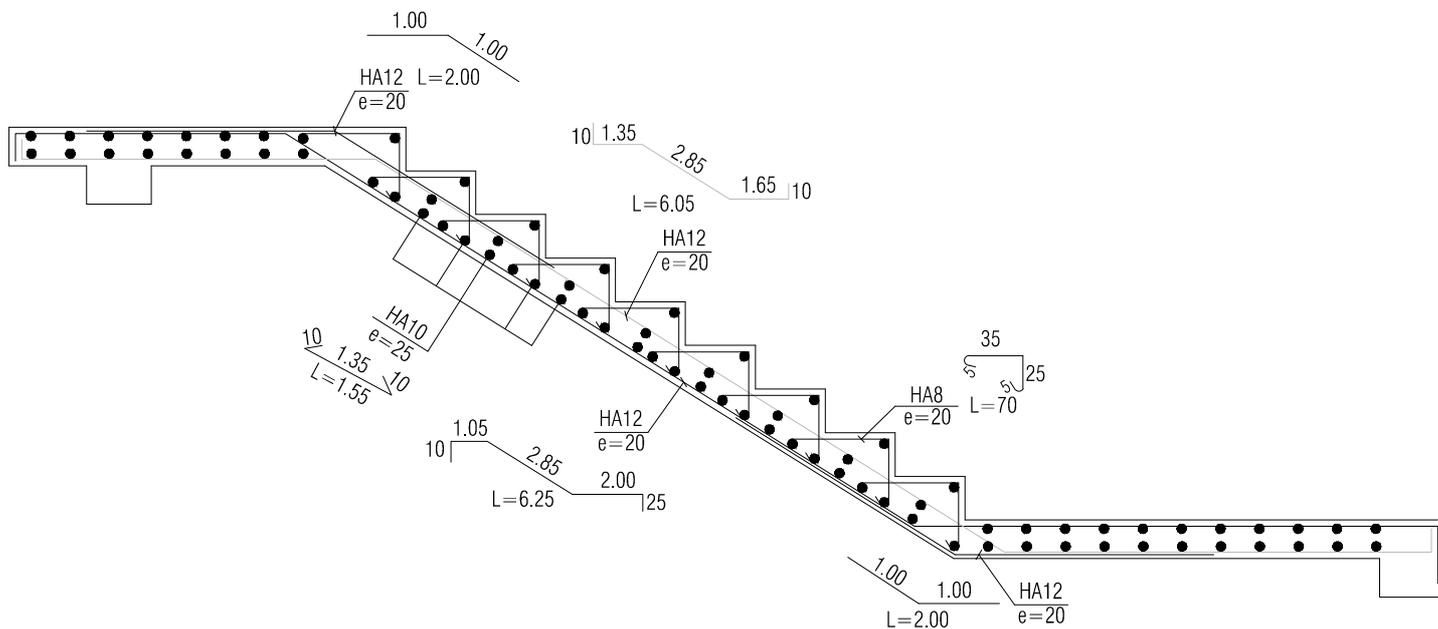
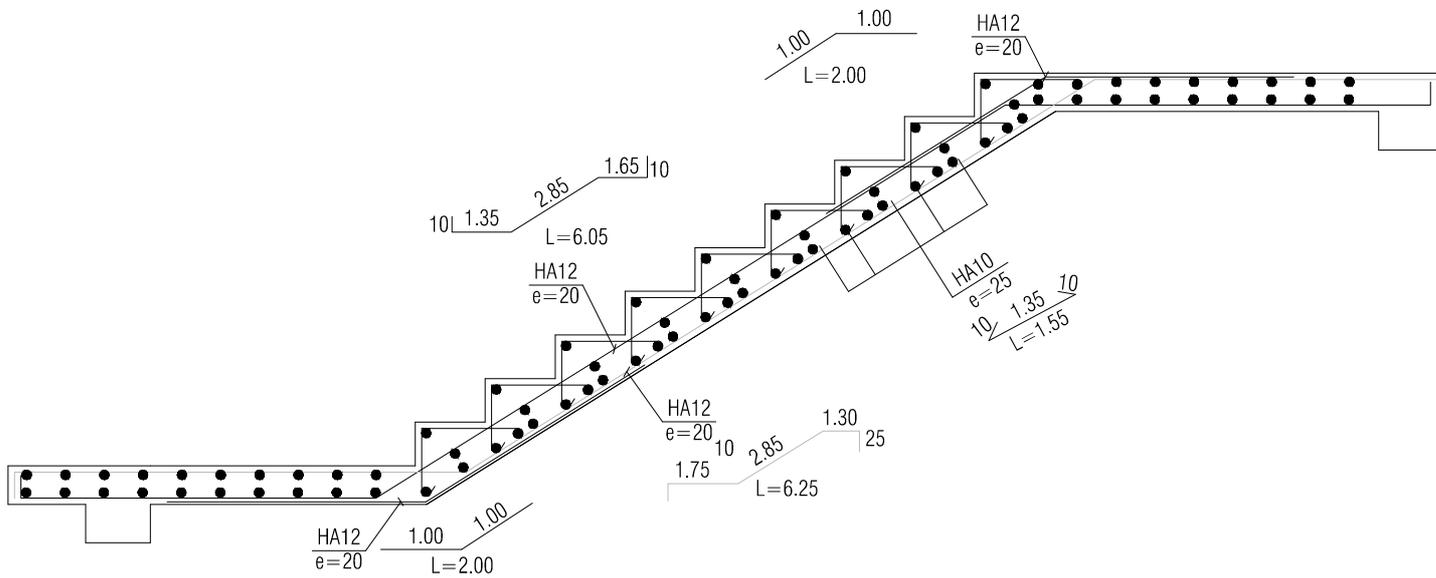
Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

RESULTATS :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Aux appuis :**
 Armatures principale : A_t=5HA12/ml avec un espacement e=15cm
 Armatures de répartitions : A_r=4HA10 avec un espacement e=20cm
- **En travée :**
 Armatures principale : A_t=6HA12/ml avec un espacement e=15cm

Armatures de répartitions : $A_r=4HA10$ avec un espacement $e=25\text{cm}$



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Melle: OUTOUATI Hayat Melle: SLAILI Karima		FERRAILLAGE ESCALIER
Dirigé par	Mr BOUHERAOUA	Septembre 2017

III.6 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux, sa portée est de 2,95 m.

III.6.1 PRE- DIMENSIONNEMENT

- **HAUTEUR DE LA POUTRE**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

- h_t : la hauteur de la poutre
- L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis
- $L = 2,95\text{m}$

Selon le **RPA 2003** : $22,33\text{cm} \leq h_t \leq 33,50\text{cm}$ On prend : $h_t = 30\text{cm}$

- **LA LARGEUR**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

- **RECOMMANDATION DE RPA 99 VERSION 2003**

$$h \geq 30\text{cm} \quad , \quad b \geq 25\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,2 < 3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.2 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

- Poids propre de la poutre : $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$,
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$,
- Effort tranchant : ELU: $R_u = 30,78 \text{ KN}$,
ELS: $R_s = 22,15\text{KN}$,

III.6.3 CALCUL A L'ELU

a. Combinaison des charges

à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + \frac{2T}{L} = 1,35 \times 1,875 + \frac{2 \times 30,78}{2,95}$$

$$q_u = 23,40\text{KN/m}$$

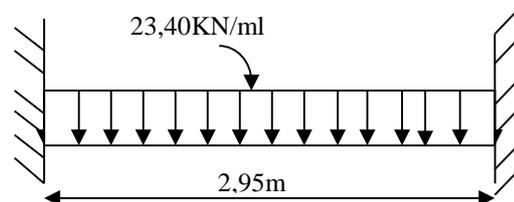


Figure III.6.1 Schéma statique de la poutre Palier

b. Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{23,40 \times 2,95}{2} = 34,52 \text{ KN}$$

c. Moment fléchissant et l'effort tranchant

$$M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 23,40 \times \frac{(2,95)^2}{8} \rightarrow M_0 = 25,45 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

$$M_a = -0,30 M_0 = -7,64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 21,63 \text{ KN.m}$$

III.6.4 DIAGRAMME DE (M) ET (T)

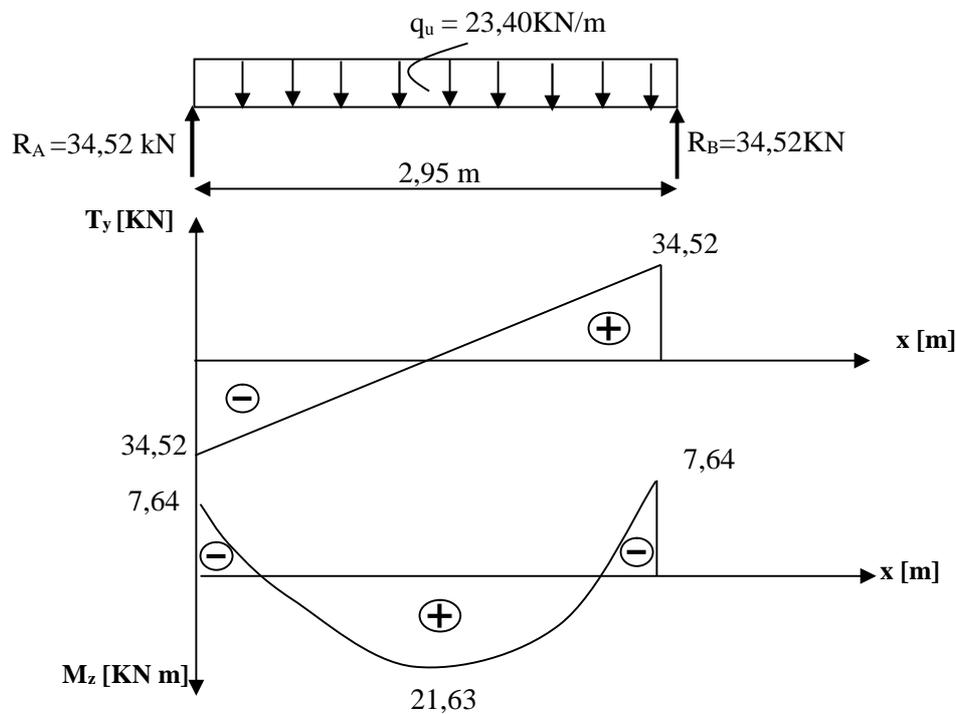


Figure III.6.2 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III.6.5 FERRAILLAGE

1. Calcul les armatures longitudinales

- **Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 7,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,64 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,027 \longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_u^{ap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,64 \times 10^3}{0,986 \times 28 \times 348} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- **En travée :**

$$M_u^t = 21,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21,63 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,078 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\text{et } \mu_b = 0,078 \longrightarrow \beta = 0,959$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21,63 \times 10^3}{0,959 \times 28 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

N.B

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2.$$

$$3,39 \times 2 = 6,78 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

III.6.6 VERIFICATION A L'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21)

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30,78}{25 \times 28} = 0,044 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,044 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_u = 30,78 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 420 \text{ KN}. \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

d. Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales inférieures

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(30,78 + \frac{-7,64}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,0013 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée.

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

e. Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 ; Art6.13)

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{30,78 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 226,08} = 0,540 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,540 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

f. Calcul des ancrages des barres

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm, Soit : } l_s = 43 \text{ cm}$$

g. Calcul les armatures transversales

- **Le diamètre :** $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit : HA8

$$s_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(25,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 10 \text{ cm}$

- **L'espacement :** selon le **RPA** version **2003 (Art7.5-2.2)**

-Aux appuis :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \right) = \min(7,5; 16,8; 30)$$

$$s_t = 7 \text{ cm}$$

-En travée :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$s_t = 15 \text{ cm}$$

III.6.7 CALCUL A L'ELS

$$q_s = G + \frac{T_s}{L} = 1,875 + \frac{22,15}{2,95}$$

$$q_s = 9,38 \text{ KN/m}$$

A. Réactions aux appuis

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 9,38 \times \frac{2,95}{2} = 13,84 \text{ KN}$$

B. Les moments

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 9,38 \times \frac{2,95^2}{8} = 10,20 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement

$$\begin{cases} M_{sa} = -0,3 \times 10,20 = -3,06 \text{ KN.m} \\ M_{st} = 0,85 \times 10,20 = 8,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

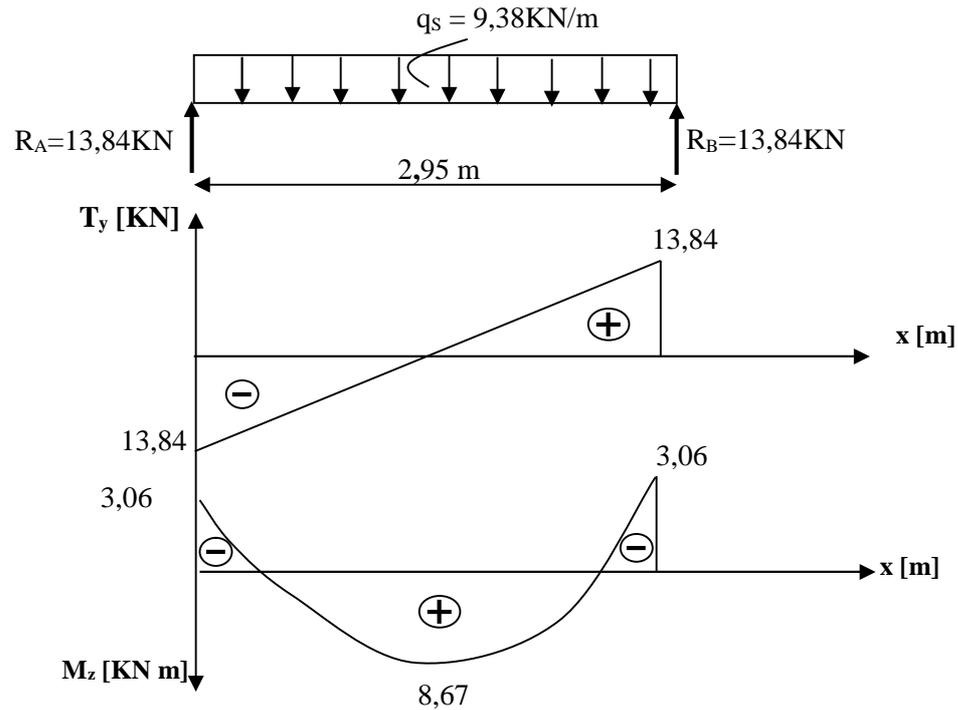


Figure III.6.3 Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS

III.6.8 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

▪ A L'ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURATIONS

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

▪ A L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u^a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\text{du tableau on aura } \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ k_1 = 32,62 \\ K = 0,030 \end{cases}$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{Sa}}{\beta_1 \times d \times A_u^a} = \frac{3,06 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 36,02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,030 \times 36,02 = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

du tableau on aura

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ k_1 = 32,62 \\ K = \frac{1}{k_1} = 0,030 \end{cases}$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{St}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8,67 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 102,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_S = 0,030 \times 102,06 = 3,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ ETAT LIMITE DE DEFORMATION

$$1) \frac{h}{L} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,10 > \frac{M_t}{10.M_0} = 0,085$$

$$3) \frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{25.28} = 0,0048 < \frac{4,2}{fe} = 0,0105$$

Avec : L : La portée de la travée entre les appuis,

h : Hauteur totale de la section,

M_t : Moment en travée,

M₀ : Moment isostatique dans la travée,

Les conditions sont toutes vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de faire une vérification à la flèche.

REMARQUE :

On adopte le même ferrailage pour toutes les poutres palières de la structure.

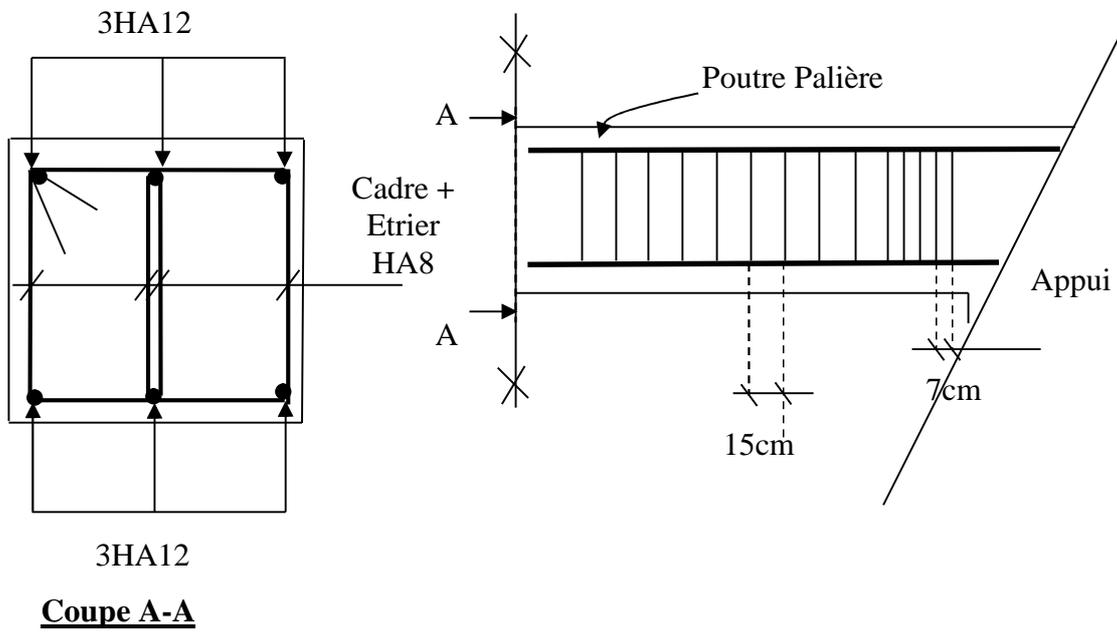
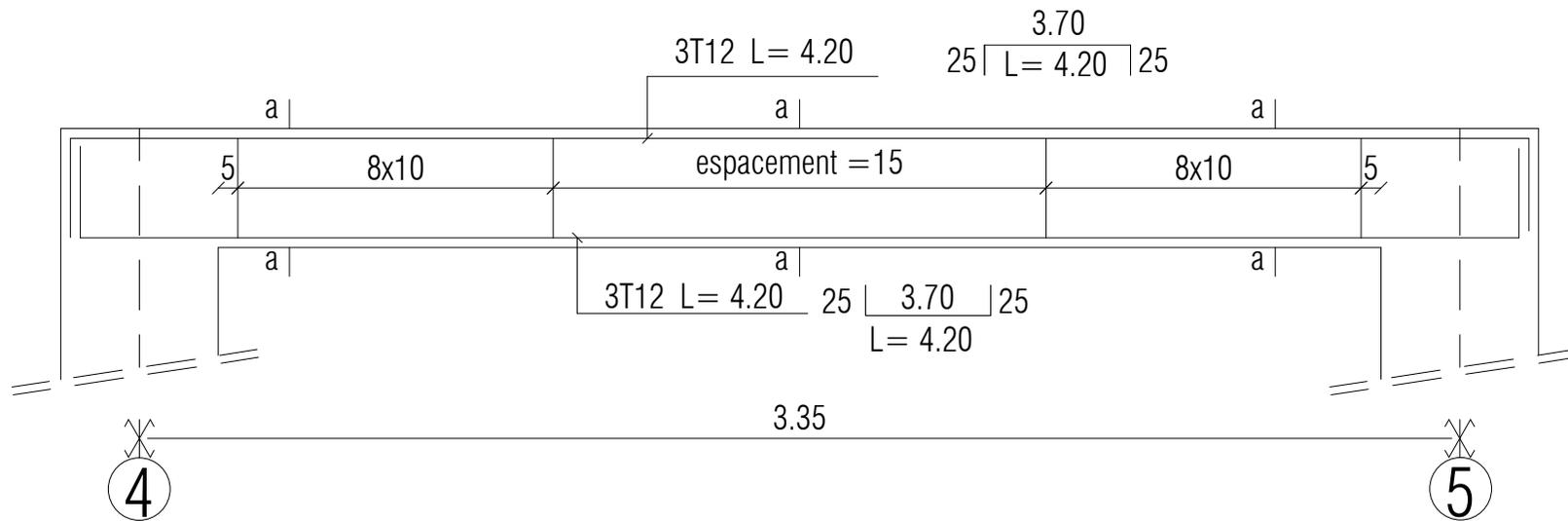
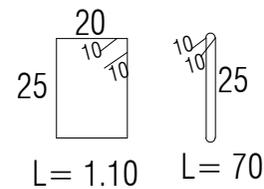
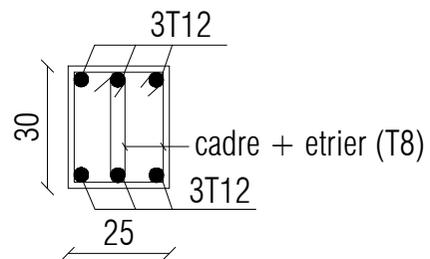


Figure III.6.4 Schéma de ferrailage de la poutre palière



Coupe a-a



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par

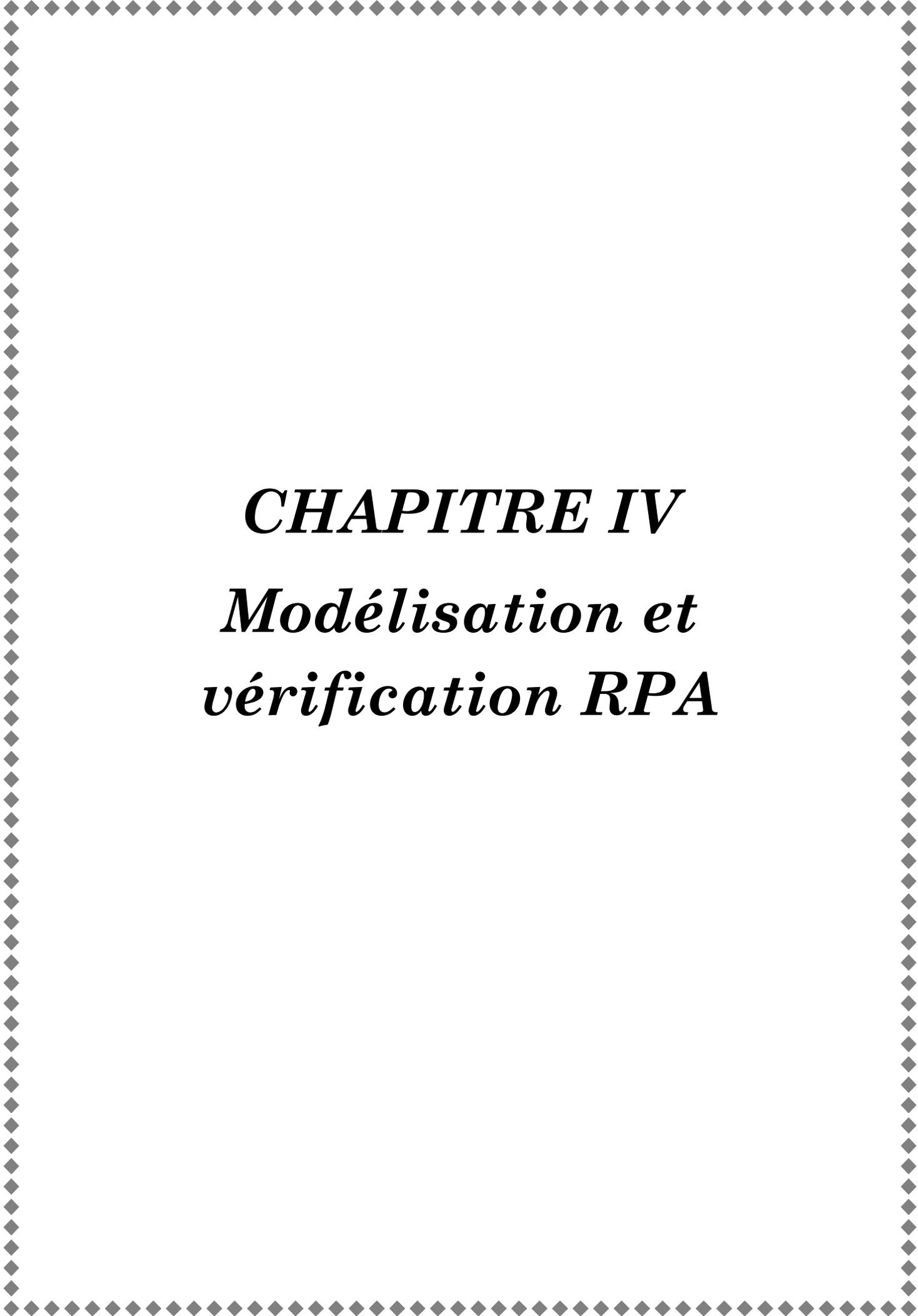
Melle: OUTOUATI Hayat
 Melle: SMAILI Karima

FERRAILLAGE POUTRE PALIERE

Dirigé par

Mr BOUHERAOUA

Septembre 2017



CHAPITRE IV
Modélisation et
vérification RPA

CHAPITRE VI

MODELISATION ET VERIFICATION RPA

IV.1 INTRODUCTION

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (RPA99/ART 4.2)

IV.2.1 PRINCIPE

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.2 CONDITIONS D'APPLICATION (RPA99/ART 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a- Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :
 $H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.
 $H \leq 30$ m pour la zone III.
- b- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA(ART 4.1.2).

Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

IV.3 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE (RPA99/ART 4.3)

IV.3.1 PRINCIPE

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2 LES HYPOTHESES

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90%de la masse totale.

IV.4 MODELISATION DE LA STRUCTURE

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux.

IV.4.1 Description de l'ETABS

E : extended,
T : three dimensions,
A : analyses,
B : building,
S : système,

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté au bâtiment et ouvrage de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structure.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques. Il facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformé du système, les diagrammes des efforts, courbe enveloppes et mode de vibration....

- Les éléments en portique « poteaux - poutres » sont modélisés par des éléments finis de Type « *frame* ».
- Les voiles et dalles pleines sont modélisés par des éléments de type « Shell ».
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

IV.4.2 Rappel

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : nœud.
- Frame : portique
- Elément : élément
- Restraints : degré de liberté
- Loads : charges
- Uniformed loads: charge uniformement répartie.
- Matériels: matériaux
- Concrete: béton
- Steel: fer
- Frame section: coffrage
- Column: poteaux
- Beam: poutres

VI.4.3 Etapes de modélisation

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
- 3- Introduction des sections géométriques des éléments.
- 4- Définition des charges (G , Q).
- 5- Introduction du spectre de réponse selon le **RPA99/2003**.
- 6- Définition des charges sismiques.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis diaphragmes).
- 10- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

▪ Spectre de réponse

Le spectre de repense est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

Remarque

➤ *Classification de l'ouvrage*

Notre ouvrages étant un bâtiment d'habitation situé à Tizi Ouzou (zone **IIa**) il est classé dans le groupe d'usage « **2** ».

➤ *Classification du site*

La structure est implantée dans un site de catégorie **S3**

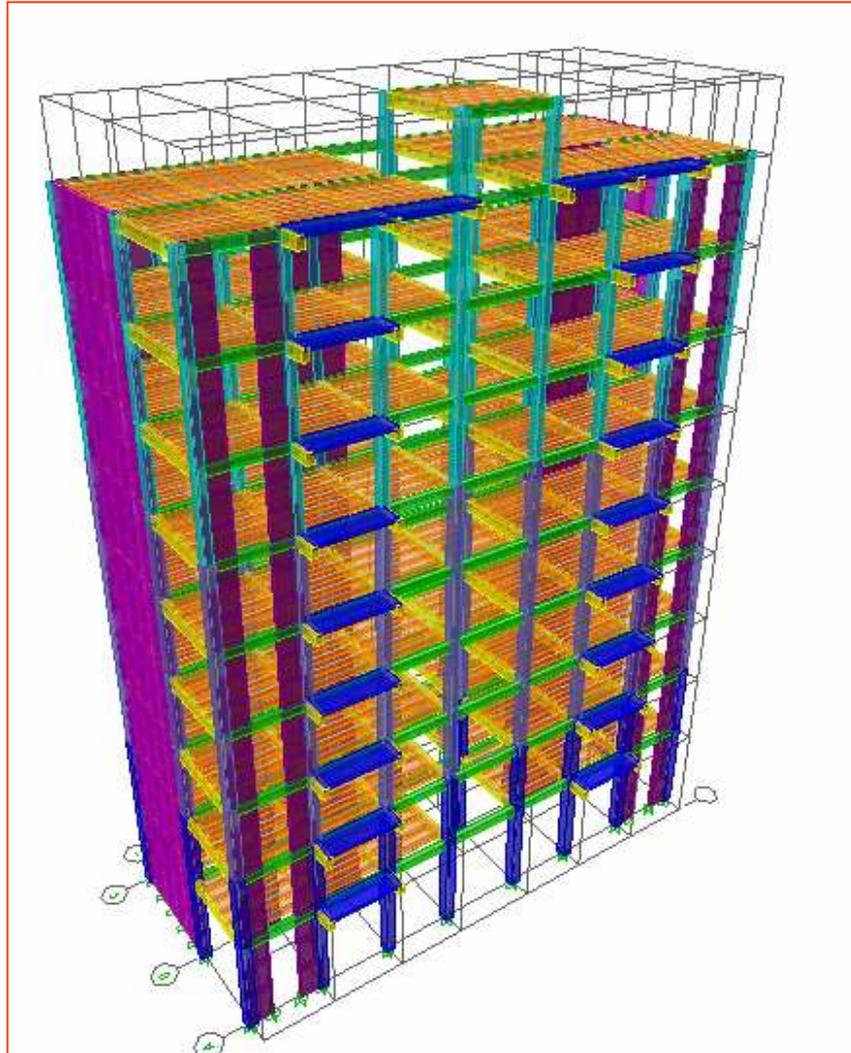


Figure IV.1 Géométrie de base de la structure (vue en 3D)

IV.5 VERIFICATION DES RESULTATS DU LOGICIEL SELON LE RPA99/2003

IV.5.1 INTRODUCTION

Avant de passer au ferrailage de la structure, le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ)

IV.5.2 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

L'objet du choix du système de contreventement dans les règles et les méthodes de calcul, se traduit par l'attribution pour chaque un des systèmes de contreventement d'un coefficient de comportement « **R** ».

Les efforts normaux et horizontaux repris par le système de contreventement sont tirés à partir de l'ETABS à l'aide de l'option « **section cut** »

- **Charge verticale**

Les charges verticales reprises par le système de contreventement sont données par l'ETABS (**G + 0,2Q**)

- 1- Charge verticale reprise par toute la structure : **37455,24 kn**
- 2- Charge verticale reprise par les portiques :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	25.4984	0
End Point	-5.7954	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.8515	1.3427	0.	0

Include

Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0.5993	7.4218	-20696.443	0.	0.	0.
Moment	-59451.85	6840.5345	25.9129	0.	0.	0.

Close Refresh

Figure IV.2 Efforts verticaux repris par les portiques

La charge verticale reprise par les portiques : **20696,443 Kn** soit **55,26 %**

3- Charge verticale reprise par les voiles :

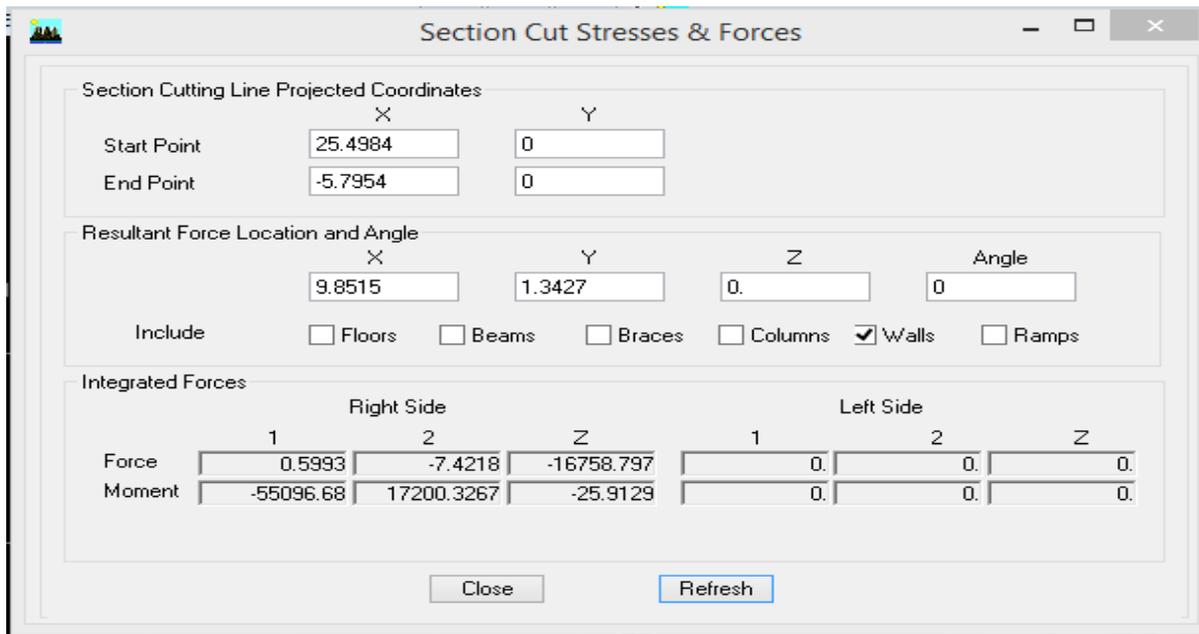


Figure IV.3 Efforts verticaux repris par les voiles

La Charge verticale reprise par les voiles : **16758,797Kn** soit **44,74%**

- **Charge horizontale**

Sens xx :

- 1- Charge horizontale reprise par toute la structure : **3039,1868KN**
- 2- Charge sismique reprise par les portiques :

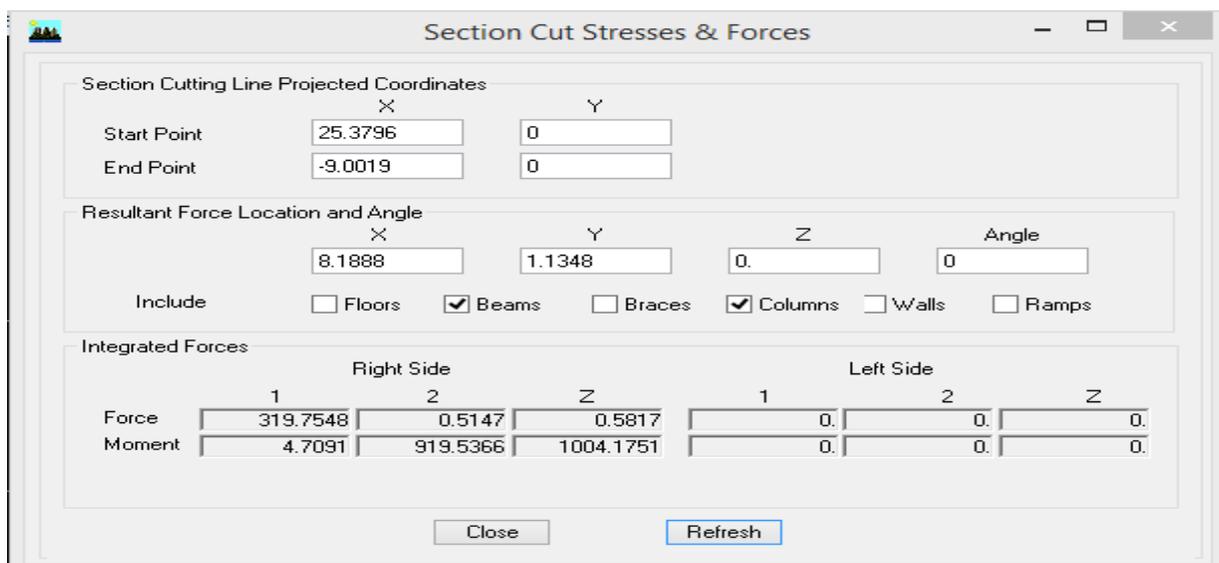


Figure IV.4 charge horizontale reprise par les portiques sens x

La Charge sismique reprise par les portiques dans le sens xx : **319,7548 soit 10,52 %**

3- La charge sismique reprise par les voiles :

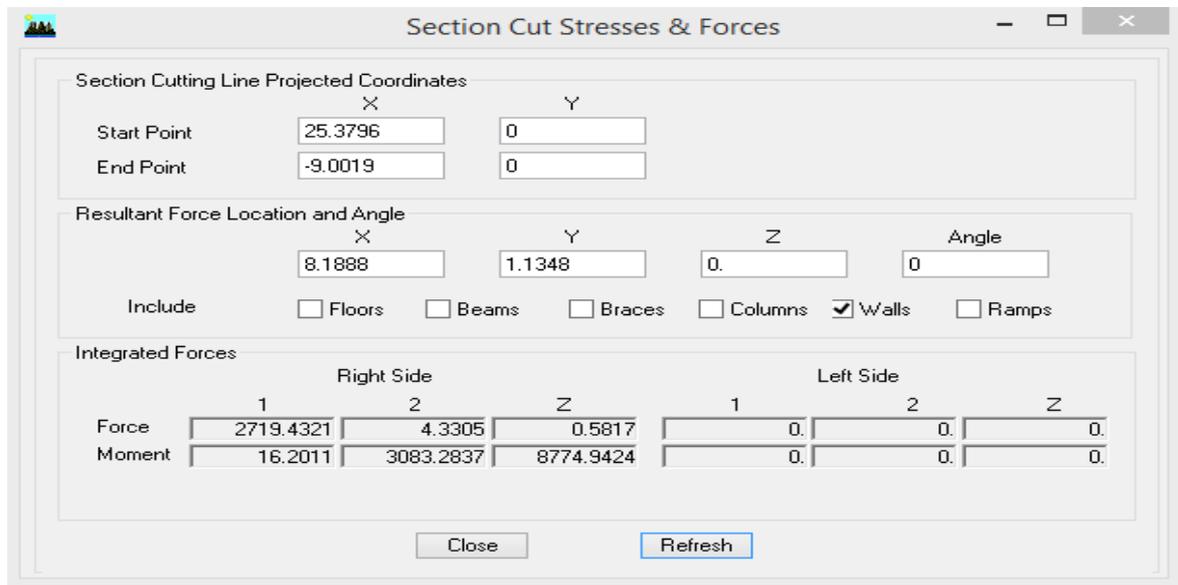


Figure IV.5 charge horizontale reprise par les voiles sens x

La charge sismique reprise par les voiles dans le sens xx: **2719,4321 soit 89,48 %**

Sens yy:

- 1- Charge horizontale reprise par toute la structure : **3019,4859Kn**
- 2- Charge sismique reprise par les portiques :

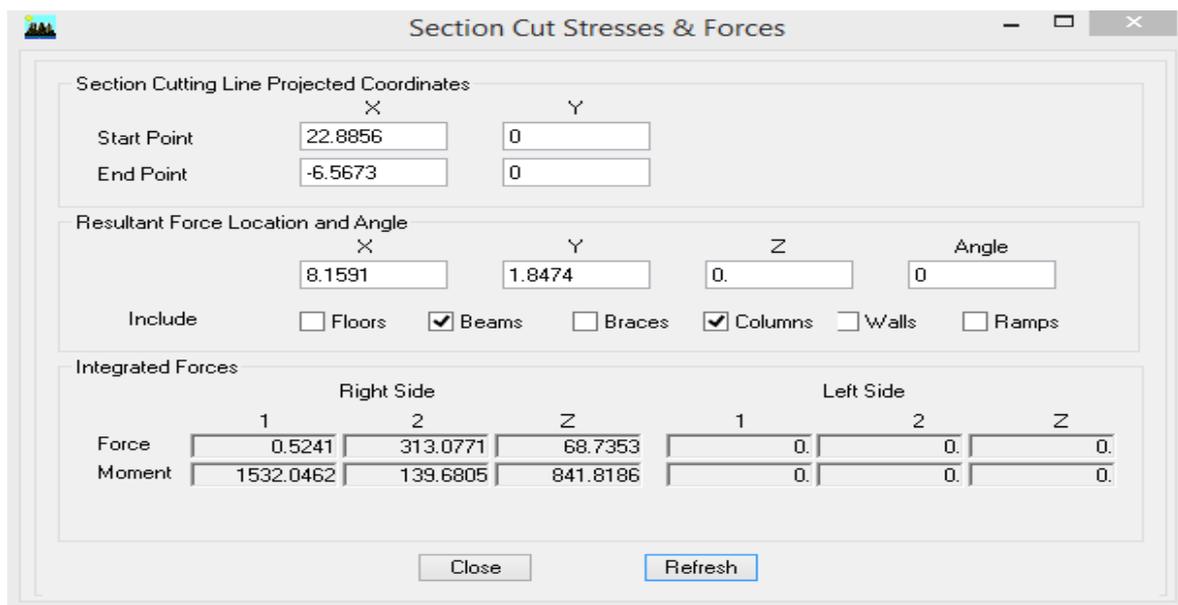


Figure IV.6 Charge horizontale reprise par les portiques sens y

La charge sismique reprise par les portiques dans le sens yy: **313 ,0771** soit **10, 37%**

3- Charge sismique reprise par les voiles

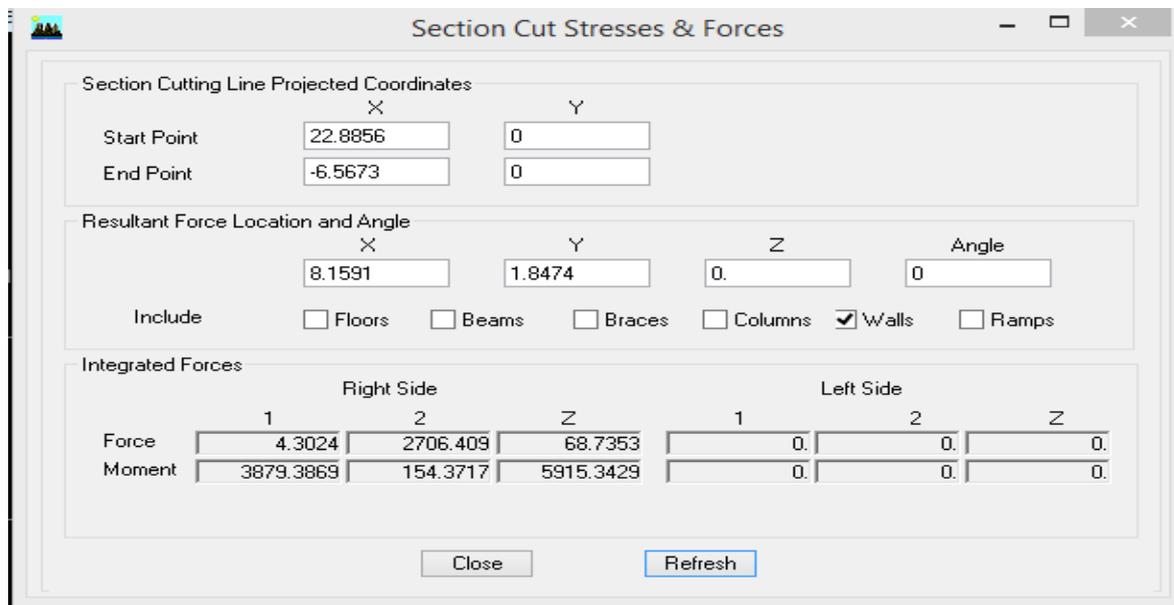


Figure IV.7 charge horizontale reprise par les voiles sens y

La charge sismique reprise par les voiles dans le sens yy: **2706,409** soit **89,63%**

Conclusion:

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges horizontales d'après le RPA99 modifié 2003la structure est contreventée par voiles porteurs.

donc le coefficient de comportement **R= 3,5**.

IV.5.3 Nombre de mode à considérer et participation massique (Art 4.3.4RPA99/2003)

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

Remarque

Le nombre minimal de modes (K) retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} = \text{avec } N = 10 \text{ niveaux et } T_K \leq 0,2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K .

$$K \geq 3 \sqrt{N} = 9 \longrightarrow K \geq 9$$

On prend $K=8$ modes ; avec $T_K = T_{17} = 0,043 \text{ s} < 0,2 \text{ s}$

Tableau IV.1 participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,1310	0,0076	83,7265	0.0076	83,7265
2	0,1294	84,1062	0,0076	84.1138	83.7341
3	0,0906	0,0018	0,0103	84.1155	83.7444
4	0,0818	0,4009	0,0005	84.5164	83.7448
5	0,0780	0,0001	0.3741	84.5165	84.1189
6	0,0687	0	0	84.5166	84.1189
7	0,043914	0,4607	9.7063	84.9772	93.8252
8	0,043891	9,2136	0.4845	94.1908	94.3098
9	0,030462	0,0001	0.0012	94.1909	94.311
10	0,026783	3,3329	0.0001	97.5239	94.3111
11	0,026341	0,0001	3.4782	97.524	97.7893
12	0,019506	1,3784	0	98.9025	97.7893

Constataion

- ❖ Le premier mode est un mode de translation suivant x .
- ❖ Le deuxième mode est un mode de translation suivant y .
- ❖ Le troisième mode est un mode de rotation.
- ❖ Le facteur de la participation massique modale atteint les **90%** à partir du **7^{ème} mode** suivant le sens ($y-y$) et à partir du **8^{ème} mode** suivant le sens ($x-x$).
- ❖ La période fondamentale de la structure est **$T = 0,131\text{s}$**

IV.5.4 Estimation de la période fondamentale de la structure

Selon le RPA 99 (article 4 -2- 4), la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = CT \times (hN)^{3/4}$$

$$T = 0,05 \times (31,11)^{3/4} = 0,65$$

Les valeurs de T , calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30 %**.

$$TRPA = 0,641 \times 1,3 = 0,833\text{s} > 0,131\text{s} \dots\dots\text{la période fondamentale est vérifiée.}$$

IV.5.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

La force sismique totale V doit être calculée dans deux directions orthogonales selon la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{statique} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Coefficient d'accélération de zone A :**
A = 0,15 (groupe d'usage 2 ; zone IIa)
- **Coefficient de comportement R :**
R = 3,5 (structure contreventé par voiles porteurs)
- **Poids de la structure W :**
Poids total de la structure donné par le logiciel ETABS

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération avec : $\beta = 0,2$ donné par le tableau (4.5) du RPA

$$W = 42750,66 \text{ KN}$$

STORY	POINT	LOAD	FX	FY	FZ
Sommation	0,0 Base	G + 0,2Q	0,00	0,00	25070,21

- **Facteur de qualité Q**

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$ (Formule 4 – 4 RPA)

P_q : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.2 Les critères de facteur de qualité

CRITERE « Q »	SENS TRANSVERSAL (X)		SENS LONGITUDINAL (Y)	
	OBSERVE OU NON	P _Q	OBSERVE OU NON	P _Q
1)- condition minimale sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
2)-redondance en plan	oui	0,00	oui	0,00
3)-régularité en plan	oui	0,00	non	0,05
4)-régularité en élévation	oui	0,00	oui	0,00
5)-controle de la qualite des matériaux	oui	0,00	oui	0,00
6)-contrôle de la qualité l'exécution	oui	0,00	oui	0,00
ΣP_q		1,1		1,1

- **Coefficient d'amplification dynamique D**

Il est fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \quad (\text{RPA 4-2}) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

❖ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab .4.7) de RPA 99.

Site meuble : $S_3 \rightarrow T_2 = 0,5s$

❖ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4 - 3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

❖ $\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction : Tab (4 - 2)

- Du matériau constitutif : béton armé
 - De type de structure : portique + voile
 - De l'importance des remplissages : dense
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \xi(\%) = 8,5\%$$

D'où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,82 > 0,7 ; (\xi = 8,5\%) \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

❖ T : période de la structure :

$$T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Formule 4-6 RPA})$$

$$T = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Formule 4-7 RPA})$$

Avec

h_n ; Hauteur mesurée en [m] à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée

$$C_t = 0,05 \quad \text{Donné par le tableau (4.6)}$$

$$h_n = 31,01 \text{ m}$$

$$D_x = 21,50 \text{ m} \quad \text{et} \quad D_y = 10,20 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0,65 \text{ s} \\ T_x = 0,601 \text{ s} \\ T_y = 0,873 \text{ s} \end{array} \right.$$

Nous avons : $0,5 \text{ s} \leq T_{(x,y)} \leq 3 \text{ s}$ donc : $D_{(x,y)} = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x,y)}} \right)^{2/3}$

$$D_x = 2,5 \times 0,82 \times \left(\frac{0,5}{0,601} \right)^{2/3} = 1,81$$

$$D_{(x,y)} = 2,5 \times 0,82 \times \left(\frac{0,5}{0,65} \right)^{2/3} = 1,72$$

▪ **Application numérique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x^{\text{Statique}} = 2139,21 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V_x^{\text{statique}} = 1711,36 \text{ kN} \\ V_y^{\text{Statique}} = 2032,84 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V_y^{\text{statique}} = 1626,27 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x^{dynamique} = 3039,19 \text{ KN} > 0,8 V_x^{statique} = 1711,36 \text{ kN} \\ V_x^{dynamique} = 3019,49 \text{ KN} > 0,8 V_x^{statique} = 1626,27 \text{ kN} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

IV.5.6 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE (ART 4.43 RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} est le déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (**R = 3,5**)

Le déplacement, relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Tableau IV.3 Déplacements inter étage

Niveaux	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	R	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta(x)$	$\Delta(y)$	Hauteur	1% h_e	Obs
Etage 8	0.0008	0.0008	3,5	0.0028	0.0028	0	0	3.06	0.0306	OK
Etage 7	0.0008	0.0008	3,5	0.0028	0.0028	0.00035	0.00035	3.06	0.0306	OK
Etage 6	0.0007	0.0007	3,5	0.00245	0.00245	0.00035	0	3.06	0.0306	OK
Etage 5	0.0006	0.0007	3,5	0.0021	0.00245	0	0.00035	3.06	0.0306	OK
Etage 4	0.0006	0.0006	3,5	0.0021	0.0021	0.00035	0.00035	3.06	0.0306	OK
Etage 3	0.0005	0.0005	3,5	0.00175	0.00175	0.00035	0.00035	3.06	0.0306	OK
Etage 2	0.0004	0.0004	3,5	0.0014	0.0014	0.0007	0.0007	3.00	0.0306	OK
Etage 1	0.0002	0.0002	3,5	0.0007	0.0007	0.00035	0.00035	3.06	0.0306	OK
RDC	0.0001	0.0001	3,5	0.00035	0.00035	0.00035	0.00035	4.08	0.0408	OK

IV.5.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art5.9/RPA99)

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus d'un niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif d'un niveau « k » par rapport a niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Sens XX

NIVEAUX	p	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k	h_k	$V_k \times h_k$	θ
RDC	24231.77	0.00035	8,48111	1491,32	4,08	6084,5856	0,0013
Etage 1	21412.07	0.00035	7,49422	1418,24	3,06	4339,8144	0,0017
Etage 2	18661.22	0.0007	13,06285	1371,02	3,06	4195,3212	0,0031
Etage 3	15910.37	0.00035	5,56862	1284,59	3,06	3930,8454	0,0014
Etage 4	13159.52	0.00035	4,60583	1172,85	3,06	3588,921	0,0012
Etage 5	10408.67	0	0	1029,95	3,06	3151,647	0
Etage 6	7717.49	0.00035	2,70112	853,69	3,06	2612,2914	0,001
Etage 7	5026.31	0.00035	1,75920	651,94	3,06	1994,9364	0,0008
Etage 8	2335.13	0	0	405,48	3,06	1240,7688	0,00

Tableau IV.4 Vérification de l'effet P-Δ sens x

Sens YY

NIVEAUX	P_k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k	h_k	$V_k \times h_k$	θ
RDC	24231.77	0.00035	8,48111	1540,32	4,08	6284,5056	0,0013
ETAGE 1	21412.07	0.00035	7,49422	1499,97	3,06	4589,9082	0,0016
ETAGE 2	18661.22	0.0007	13,06285	1424,19	3,06	4358,0214	0,0029
ETAGE 3	15910.37	0.00035	5,56862	1334,79	3,06	4084,4574	0,0013
ETAGE 4	13159.52	0.00035	4,60583	1214,17	3,06	3715,3602	0,0012
ETAGE 5	10408.67	0.00035	3,6430	1063,09	3,06	3253,0554	0,0011
ETAGE 6	7717.49	0	0	877,01	3,06	2683,6506	0
ETAGE 7	5026.31	0.00035	1,75920	660,43	3,06	2020,9158	0,0008
ETAGE 8	2335.13	0	0	407,53	3,06	1247,0418	0,000

Tableau IV.5 vérification de l'effet P- Δ sens y

Conclusion : On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0,1 » ; Donc l'effet « P-Delta » peut être négligés.

IV.5.8 Vérification de l'excentricité

NIVEAUX	MASSE D'ETAGE		CENTRE DE MASSE		CENTRE DE TORSION		EXCENTRICITE THEORIQUE		EXCENTRICITE ACCIDENTELLE	
	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0,05*lx	0,05*ly
RDC	295.0554	295.0554	10.483	4.349	10.549	4.228	-0.066	0.121	1.075	0.4575
STORY 1	280.8579	280.8579	10.475	4.341	10.555	4.259	-0.08	0.082	1.075	0.4575
STORY 2	277.7426	277.7426	10.475	4.343	10.557	4.274	-0.082	0.069	1.075	0.4575
STORY 3	277.7426	277.7426	10.475	4.343	10.558	4.278	-0.083	0.065	1.075	0.4575
STORY 4	277.7426	277.7426	10.475	4.343	10.558	4.279	-0.083	0.064	1.075	0.4575
STORY 5	274.7003	274.7003	10.475	4.345	10.559	4.277	-0.084	0.068	1.075	0.4575
STORY 6	272.0531	272.0531	10.474	4.347	10.558	4.277	-0.084	0.07	1.075	0.4575
STORY 7	272.0531	272.0531	10.474	4.347	10.556	4.275	-0.082	0.072	1.075	0.4575
STORY 8	254.6535	254.6535	10.446	4.25	10.555	4.271	-0.109	-0.021	1.075	0.4575

Tableau IV.6 vérification de l'excentricité

Conclusion : L'excentricité est vérifiée sur tous les niveaux dans le sens x et y.

IV.5.9 Vérification du déplacement maximale

On doit s’assurer que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

f : Flèche admissible.

h_t : Hauteur total du bâtiment.

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

Display → show story response plots

- **Déplacement maximal selon x**

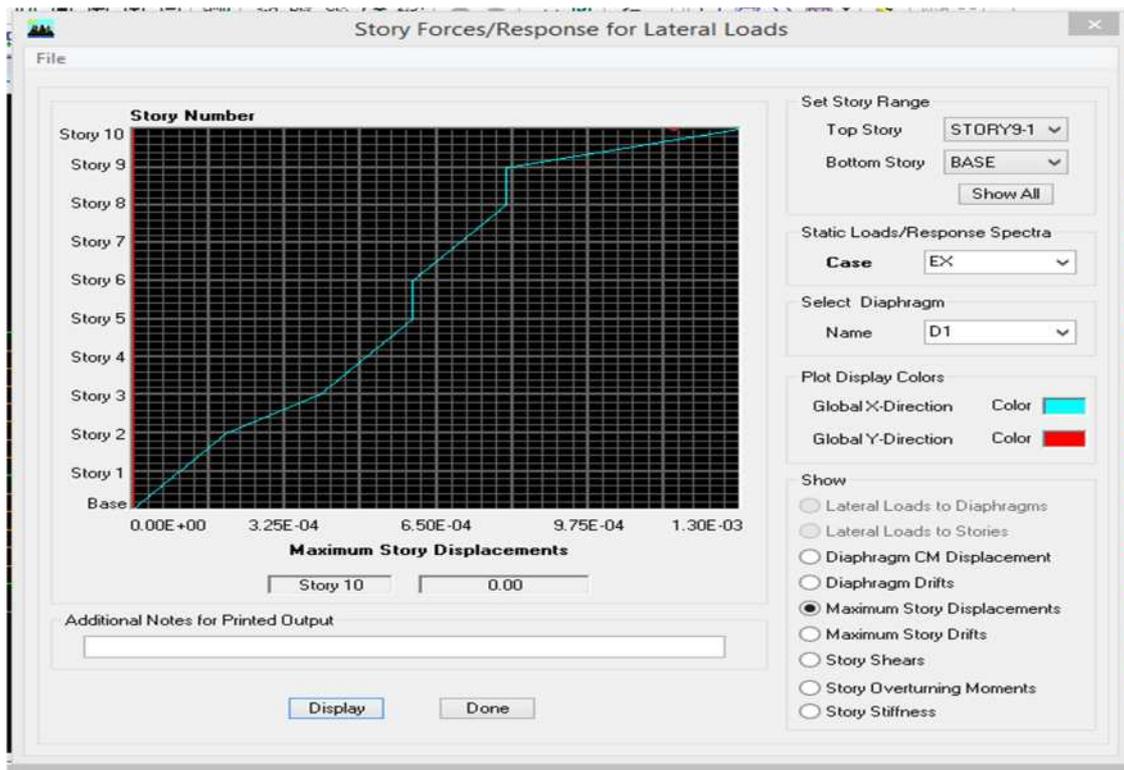


Figure IV.8 Déplacement maximal selon x

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage donné par L’ETABS égale à :

0,00 m sous E_x.

$$\delta_{max} = 0.00 < f = \frac{31,01}{500} = 0.062m \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- **Déplacement maximal selon y**

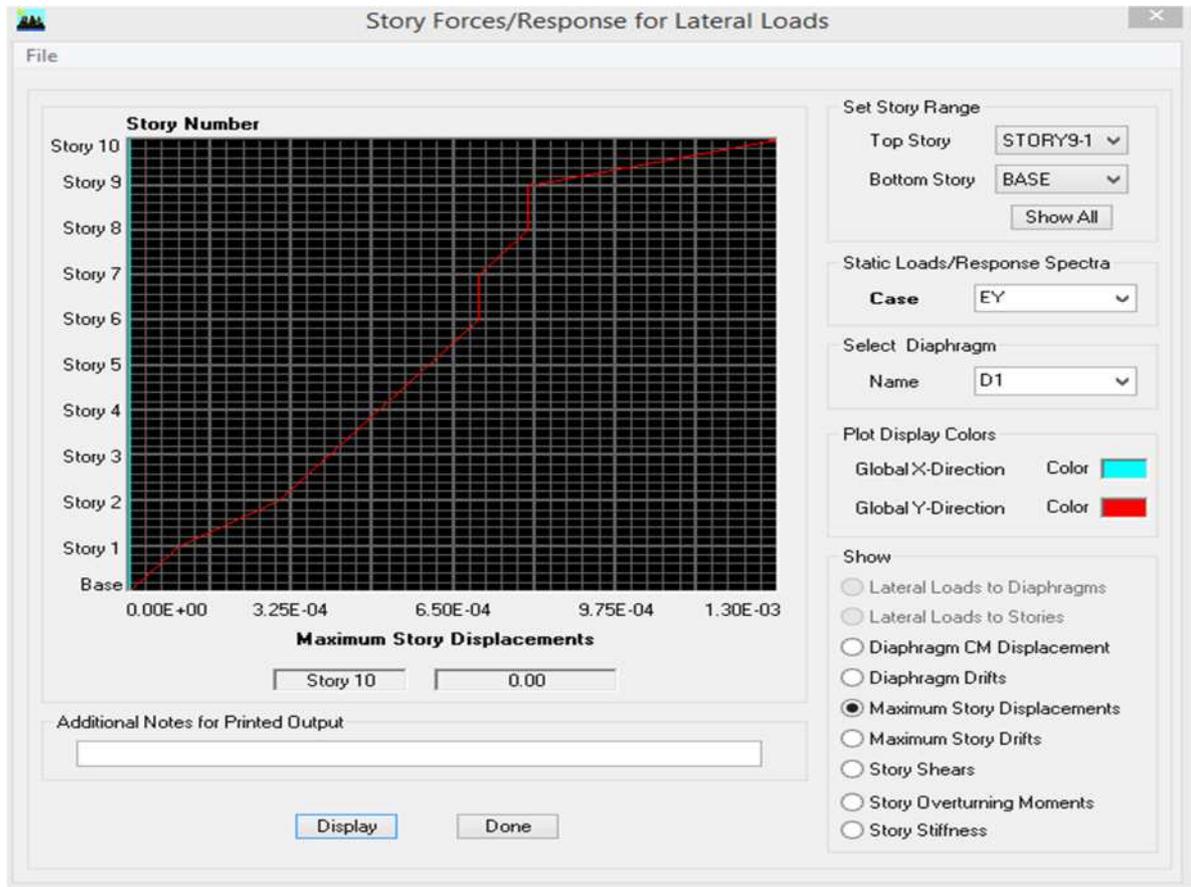


Figure IV.9 Déplacement maximal selon y

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage donné par L’Etabs égale à :

0.00 m sous E_y.

$$\delta_{max} = 0.00 < f = \frac{31,01}{500} = 0.062m \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

IV.6 Conclusion générale des vérifications

D’après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ L’effort tranchant à la base est vérifié
- ✓ les déplacements relatifs maximaux sont vérifiés

- ✓ l'excentricité est vérifiée
 - ✓ l'effet P-Delta est vérifié
- Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec les quels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.



CHAPITRE V
Ferraillage de la
superstructure

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DE LA SUPER STRUCTURE

V.I FERRAILLAGE DES POUTRE

V.I.0 INTRODUCTION

Après l'analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

- $1,35G + 1,5Q$ (ELU),
- $G + Q$ (ELS),
- $G + Q \pm E$ (ACC),
- $0,8G \pm E$ (ACC),

V.I. RECOMMANDATIONS DU RPA99

V.1.1 ARMATURES LONGITUDINALES (Art 7.5.2.1 RPA 99)

D'après le (RPA 99/Art7.5.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- **Poutres principales**
(25×40) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5,00 \text{ cm.}^2$
- **Poutres secondaires**
(25×30) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm.}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

▪ **Poutres principales**

→ *Zone courante* :

$$(25 \times 40) : A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2.$$

→ *Zone de recouvrement* :

$$(25 \times 40) : A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2.$$

▪ **Poutres secondaires**

→ *Zone courante* :

$$(25 \times 30) : A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2.$$

→ *Zone de recouvrement* :

$$(25 \times 30) : A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2.$$

❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40φ** en **zone IIa**.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V.1.2. ARMATURES TRANSVERSALES (Art 7.5.2.2/RPA99)

❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

Avec :

Φ_{\min} est le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.3 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue ou bien la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section d'acier supérieure, la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

▪ Moment réduit μ_1

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0,392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :
$$\mu = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**) ; (La section ne comprendra que les aciers tendus, (Sans armatures comprimées $A_s = 0$) la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

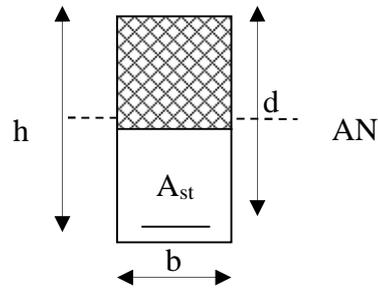


Figure V.I.1 Section simplement armée.

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons Procédé comme suit :

➤ Calcul de M_l

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_l$$

Avec : M_u est le moment sollicitant.

M_l est le moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad \dots \text{en traction}.$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad \dots \text{(en compression)}.$$

Et : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

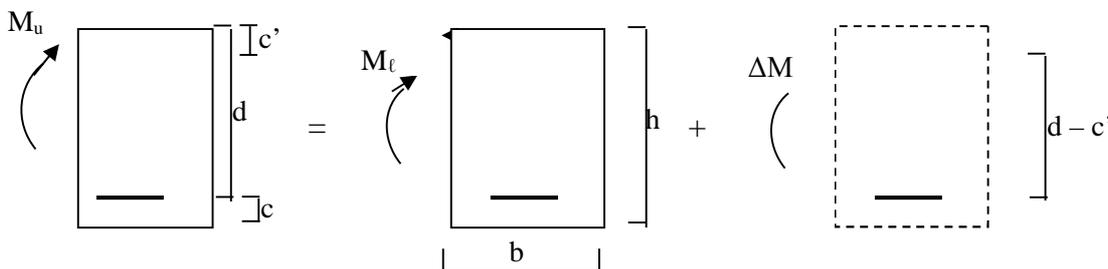


Figure V.I.2 Schéma de calcul en flexion simple.

➤ Les situations à considérer

Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations

TABLEAU V.I.1 Coefficients de sécurité en situation accidentelle et courante

	γ_b	γ_s	θ	$F_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

V.1.4 FERRAILLAGE DES POUTRES

Les portiques que nous allons ferrailer sont le portique **B** pour les poutres principales et le portique **4** pour les poutres secondaires

Le ferrailage se fera pour une poutre à chaque niveau dans les deux directions:

▪ Exemple de calcul

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \mu < \mu = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.} \\ \text{Si } \mu > \mu = 0,392 \longrightarrow \text{SDA.} \end{array} \right.$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \longrightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{MPa}$ et $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5 \longrightarrow \text{ELU.}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \longrightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{MPa}$$
 et $\theta = 0,85$; $\gamma_b = 1,15 \longrightarrow \text{ACC.}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa.}$$

Pour : $\mu \longrightarrow \beta$ (Tiré à partir abaqués).

▪ **DETAILLE DERAILLAGE DANS LES TABLEAUX SUIVANT**

A-POUTRES PRINCIPALE

A.1 Ferrailage en travée

Tableau V.I.2 Ferrailage des poutres principales en travée

Ferrailage des poutres principales en travées									
Niv	Comb	M _{MAX}	μ	Obs	β	As	A _{min}	ferrailage	Asadop (cm ²)
8	ELU	78,121	0,152	SSA	0,917	6,44	5,00	3HA12+3HA14	8,01
7	ELU	73,327	0,143	SSA	0,922	6,40	5,00	3HA12+3HA14	8,01
6	ELU	74,35	0,145	SSA	0,921	6,10	5,00	3HA12+3HA14	8,01
5	ELU	71,95	0,140	SSA	0,924	5,88	5,00	3HA12+3HA14	8,01
4	ELU	70,386	0,137	SSA	0,926	5,74	5,00	3HA12+3HA14	8,01
3	ELU	70,497	0,137	SSA	0,926	5,75	5,00	3HA12+3HA14	8,01
2	ELU	70,614	0,137	SSA	9,926	5,76	5,00	3HA12+3HA14	8,01
1	ELU	68,671	0,133	SSA	0,928	5,59	5,00	3HA12+3HA14	8,01
RDC	ELU	68,985	0,134	SSA	0,928	5,62	5,00	3HA12+3HA14	8,01

A.2 Ferrailage sur appuis

Tableau V.I.3 Ferrailage des poutres principales aux appuis

Ferrailage des poutres principales aux appuis									
Niv	Com b	Mmax	μ	Obs	β	As	A _{min}	ferrailage	As adop (cm ²)
8	ELU	125,214	0,244	SSA	0,858	11,03	5,00	3HA16+3HA16	12,06
7	ELU	124,341	0,242	SSA	0,859	10,94	5,00	3HA16+3HA16	12,06
6	ELU	123,251	0,240	SSA	0,861	10,82	5,00	3HA16+3HA16	12,06
5	ELU	118,232	0,230	SSA	0,867	10,31	5,00	3HA16+3HA16	12,06
4	ELU	115,342	0,225	SSA	0,871	10,01	5,00	3HA16+3HA16	12,06
3	ELU	113,895	0,222	SSA	0,873	9,86	5,00	3HA16+3HA16	12,06
2	ELU	111,944	0,218	SSA	0,876	9,66	5,00	3HA16+3HA16	12,06
1	ELU	103,292	0,201	SSA	0,886	8,81	5,00	3HA16+3HA16	12,06
RDC	ELU	102,551	0,200	SSA	0,886	8,75	5,00	3HA16+3HA16	12,06

B-POUTRE SECONDAIRES**B-1 Ferrailage en travée****Tableau V.I.4** Ferrailage des poutres secondaires en travée.

ferrailage des poutres secondaires en travées									
Niv	Comb	Mmax	μ	Obs	β	As	A _{min}	ferrailage	As adop (cm ²)
8	ELU	35,089	0,126	SSA	0,932	3,86	3,75	3HA12+3HA12	6,78
7	ELU	38,307	0,137	SSA	0,926	4,24	3,75	3HA12+3HA12	6,78
6	ELU	36,385	0,130	SSA	0,930	4,015	3,75	3HA12+3HA12	6,78
5	ELU	33,961	0,122	SSA	0,935	3,72	3,75	3HA12+3HA12	6,78
4	ELU	30,61	0,109	SSA	0,942	3,69	3,75	3HA12+3HA12	6,78
3	ELU	26,419	0,094	SSA	0,951	2,85	3,75	3HA12+3HA12	6,78
2	ELU	21,651	0,077	SSA	0,959	2,31	3,75	3HA12+3HA12	6,78
1	ELU	18,334	0,065	SSA	0,966	1,94	3,75	3HA12+3HA12	6,78
RDC	ELU	14,332	0,051	SSA	0,973	1,51	3,75	3HA12+3HA12	6,78

B-2 Ferrailage sur appuis**Tableau V.I.5** Ferrailage des poutres secondaires Aux appuis

ferrailage aux appuis des poutres secondaires									
Niv	comb	Mmax	μ	Obs	β	As	A _{min}	ferrailage	As adop (cm ²)
8	ELU	44,673	0,160	SSA	0,912	5,02	3,75	3HA12+3HA12	6,78
7	ELU	45,299	0,162	SSA	0,911	5,10	3,75	3HA12+3HA12	6,78
6	ELU	42,779	0,153	SSA	0,916	4,79	3,75	3HA12+3HA12	6,78
5	ELU	38,426	0,138	SSA	0,925	4,26	3,75	3HA12+3HA12	6,78
4	ELU	35,736	0,128	SSA	0,931	3,93	3,75	3HA12+3HA12	6,78
3	ELU	31,811	0,114	SSA	0,939	3,47	3,75	3HA12+3HA12	6,78
2	ELU	26,374	0,094	SSA	0,951	2,84	3,75	3HA12+3HA12	6,78
1	ELU	20,294	0,072	SSA	0,963	2,16	3,75	3HA12+3HA12	6,78
RDC	ELU	16,576	0,059	SSA	0,969	1,75	3,75	3HA12+3HA12	6,78

V.1.5 VERIFICATION DU RPA99 VER 2003

A- Armatures longitudinales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.1)

❖ Les armatures longitudinales doivent être des aciers à haute adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

⇒ Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du **RPA**.

B- Armatures transversales (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec:

Φ est le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

1 - poutres principales (25x40)

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) = \min (10; 14,4; 30) .$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$en Zone nodale.

$$S_t' \leq \left(\frac{40}{2} \right) = 20 \text{ cm.}$$

Soit: $S_t' = 15 \text{ cm}$...en dehors de la zone nodale

- Armatures longitudinales minimales

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2;$$

Soit: 4HA8 = 2,01 cm²....en zone nodale.

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 .$$

Soit: 4HA8 = 2,01 cm².....en dehors de la zone nodale.

2 - Poutres secondaires (25x30)

$$S_t \leq \min (7,5; 19,2; 30) \longrightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}.....\text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{30}{2} \right) = 15 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\text{en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\text{en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\text{en dehors de la zone nodale.}$$

V.1.6 VERIFICATIONS A L'ELU

A- Vérification de la condition de non fragilité selon le (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- Poutres principales

→ Poutre de (25x40) cm² : b= 25cm ; h=40cm ; d=38cm.

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2 < 8,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Poutres secondaires

→ Poutre de (25x30) cm² : b= 25cm ; h=30cm ; d=28cm.

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2 < 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

→ La condition de non fragilité est vérifiée.

B- Justification de l'effort tranchant (BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} ; \text{ Avec : } T_u^{\max} : \text{ Effort tranchant max à l'ELU.}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier, $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

a- Etat limite ultime du béton de l'âme (art a.5.1,21/bael91)

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1,5}; 5MPa\right) = 3,33MPa.$$

▪ **Poutres principales (25x40)**

$$\tau_u = \frac{160,19}{(250 \times 400)} \times 10^3 = 1,601 MPa < 3,33MPa \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Poutres secondaires (25x40)**

$$\tau_u = \frac{54,73}{250 \times 300} \times 10^3 = 0,729 MPa < 3,33MPa \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL99/Art A.5.1.321)

➤ **Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$.

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$. Si $V_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

▪ **Poutres principale**

▪ **Tableau V.I.6 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures**

NIV	Mu	Vu	Vu + (Mu /0,9d)	Obs
8	-129,214	160,19	-217,62	vérifié
7	-126,341	158,37	-211,04	vérifié
6	-126,71	158,36	-212,13	vérifié
5	-118,232	154,18	-191,52	vérifié
4	-115,342	151,43	-185,82	vérifié
3	-113,895	149,87	-183,15	vérifié
2	-111,944	147,78	-179,54	vérifié
1	-103,292	142,86	-159,16	vérifié
RDC	-102,551	141,53	-158,32	vérifié

➤ Poutres secondaires

Tableau V.I.7 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

NIV	Mu	Vu	Vu + (Mu /0,9d)	obs.
8	-44,673	54,3	-122,97	vérifié
7	-45,299	54,73	-125,02	vérifié
6	-42,779	52,16	-117,59	vérifié
5	-38,426	47,73	-104,75	vérifié
4	-35,736	44,81	-96,99	vérifié
3	-31,811	40,76	-85,47	vérifié
2	-26,374	35,17	-69,48	vérifié
1	-18,541	27,27	-46,30	vérifié
RDC	-13,883	22,27	-32,82	vérifié

Conclusion : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(\text{BAEL99/Art A.5.1.32}).$$

▪ Poutres principales (25x40).

$$T_u = 160,19 \text{ kn} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,380 \times 0,25 \times 25}{1,5} \times 10^3 = 570 \text{ kn} \cdot$$

▪ Poutres secondaires

$$T_u = 54,73 \text{ kn} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,280 \times 0,25 \times 25}{1,5} \times 10^3 = 420 \text{ kn} \cdot$$

d- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (BAEL 99/Art. A.6.1.2.1).

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi, f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa. Avec : } \Psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

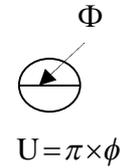
La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U \text{ est le périmètre utile des aciers.}$$

→ Dans le cas de même diamètre :

$$U = \pi \times \phi$$

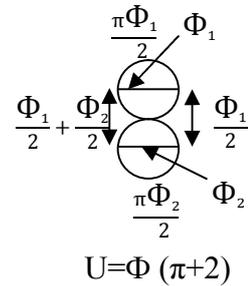
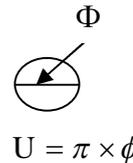
$$U = \frac{\pi \times \phi}{2} + \phi + \frac{\pi \times \phi}{2} + \phi \leq \phi(\pi + 2)$$



→ Dans le cas des diamètres différents :

$$U = \pi \times \phi.$$

$$U = \left(\frac{\phi_1 + \phi_2}{2} \right) \times 2 + \left(\frac{\pi \times \phi_1}{2} + \frac{\pi \times \phi_2}{2} \right) = (\phi_1 + \phi_2) \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right).$$



▪ **Poutres principales: (25x40).**

$$\sum U = 3HA16 + 3HA14 = \pi (3 \times 1,6 + 3 \times 1,6) = 30,14 \text{ cm.}$$

→ Poutre de (25x40) : $\sum U = 301,4 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U} = \frac{160,19}{0,9 \times 380 \times 301,4} \times 10^3 = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}.$$

▪ **Poutres secondaires (25x30).**

$$\sum U = 3HA12 + 3HA12 = \pi (3 \times 1,2) = 11,304 \text{ cm.}$$

→ Poutre de (25x30) : $\sum U = 150,72 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U} = \frac{54,73}{0,9 \times 280 \times 150,72} \times 10^3 = 1,44 \text{ MPa.}$$

Conclusion

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

e - Calcul de la longueur de scellement droit des barres

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour les T}_{16} : l_s = \frac{0,016 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les T}_{14} : l_s = \frac{0,014 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les T}_{12} : l_s = \frac{0,012 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

Les règles de (BAEL 91 Art.A.6.1) admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égales à : « $0,4 l_s$ » pour les aciers H.A ; $l_a = 0,4 \times l_s$.

▪ Poutres principale

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_s = 56,43 \text{ cm.} \\ L_S = 40 \Phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L_S = 64 \text{ cm} \longrightarrow L_a = 0,4 \times L_S = 0,4 \times 64 = 25,6 \text{ cm.}$$

Soit : $L_{cr} = 25 \text{ cm.}$

▪ Poutres secondaires

$$L_S = 64 \text{ cm} \longrightarrow L_a = 0,4 \times L_S = 0,4 \times 64 = 25,6 \text{ cm.}$$

Soit : $L_{cr} = 25 \text{ cm.}$

▪ Délimitation de la zone nodale (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1).

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{44 ; 40 ; 30; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$.

✓ *Pour les poutres principales*

(25x40) : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

✓ *Pour poutre secondaires*

(25x30) : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement

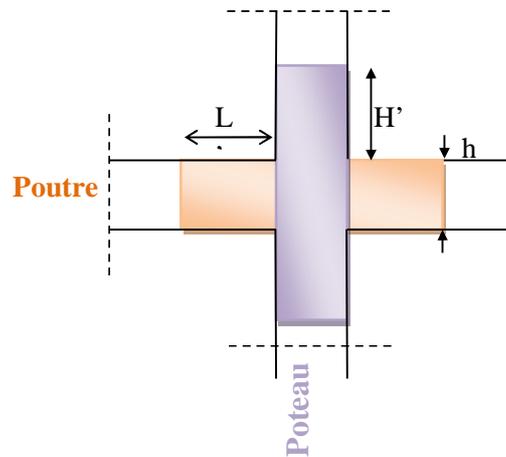


Figure V.I.6 délimitation de la zone nodale.

▪ **Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est :

$$\text{poutres principales: } \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,14 ; 1,2 ; 2,5 \} \text{ cm.}$$

$$\text{poutres secondaires: } \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 0,85 ; 1,4 ; 2,5 \} \text{ cm.}$$

Φ Etant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de Φ_8 .

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$.

V.1.7 Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

-Etat limite d'ouverture des fissurations.

(exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).

-Etat limite de résistance du béton en compression.

-Etat limite de déformation.

1- État limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2- État limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\overline{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad (A_s \text{ est les armatures adoptées à l'ELU}).$$

- Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

A- POUTRES PRINCIPALES

Tableau V.I.8 *Etat limite de compression du béton sur appuis*

Vérification sur appuis									
Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	Σbc (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
8	94,489	12,06	1,269	0,848	0.055	24,31	1,33	15	vérifiée
7	91,889	12,06	1,269	0,848	0.055	23,64	1,30		
6	92,169	12,06	1,269	0,848	0.055	23,71	1,30		
5	85,85	12,06	1,269	0,848	0.055	22,09	1,21		
4	83,891	12,06	1,269	0,848	0.055	21,58	1,18		
3	82,836	12,06	1,269	0,848	0.055	21,31	1,17		
2	81,415	12,06	1,269	0,848	0.055	20,94	1,15		
1	75,12	12,06	1,269	0,848	0.055	19,32	1,06		
RDC	74,582	12,06	1,269	0,848	0.055	19,19	1,05		

Tableau V.I.9 *état limite de compression du béton en travée*

Vérification en travées :									
Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
8	57,154	8,01	0,843	0,869	0.043	21,60	0,92	15	Vérifiée
7	53,322	8,01	0,843	0,869	0.043	20,15	0,86		
6	54,076	8,01	0,843	0,869	0.043	20,44	0,87		
5	52,329	8,01	0,843	0,869	0.043	19,78	0,85		
4	51,19	8,01	0,843	0,869	0.043	19,35	0,83		
3	51,271	8,01	0,843	0,869	0.043	19,38	0,83		
2	51,356	8,01	0,843	0,869	0.043	19,41	0,83		
1	49,942	8,01	0,843	0,869	0.043	18,88	0,81		
RDC	50,17	8,01	0,843	0,869	0.043	18,96	0,81		

B- POUTRES SECONDAIRES

Tableau V.I.10 Etat limite de compression du béton sur appuis

vérification sur appuis									
Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
8	32,557	6,78	0,968	0,862	0,047	19,89	0,93	15	vérifiée
7	32,98	6,78	0,968	0,862	0,047	20,15	0,94		
6	31,134	6,78	0,968	0,862	0,047	19,02	0,89		
5	27,956	6,78	0,968	0,862	0,047	17,08	0,80		
4	25,996	6,78	0,968	0,862	0,047	15,88	0,74		
3	23,137	6,78	0,968	0,862	0,047	14,13	0,66		
2	19,18	6,78	0,968	0,862	0,047	11,72	0,55		
1	13,479	6,78	0,968	0,862	0,047	8,23	0,38		
RDC	10,094	6,78	0,968	0,862	0,047	6,16	0,28		

Tableau V.I.11 Etat limite de compression du béton en travée.

vérification en travée									
Niv	Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
8	25,553	6,78	0,968	0,862	0,047	15,61	0,73	15	vérifiée
7	27,895	6,78	0,968	0,862	0,047	17,04	0,80		
6	26,49	6,78	0,968	0,862	0,047	16,18	0,76		
5	24,721	6,78	0,968	0,862	0,047	15,10	0,71		
4	22,279	6,78	0,968	0,862	0,047	13,61	0,63		
3	19,226	6,78	0,968	0,862	0,047	11,74	0,55		
2	15,386	6,78	0,968	0,862	0,047	9,40	0,44		
1	11,175	6,78	0,968	0,862	0,047	6,82	0,32		
RDC	6,184	6,78	0,968	0,862	0,047	3,77	0,17		

- **Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau des poutres principales doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées:

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} .$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}.$$

$$3) \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

M₀ : moment statique avec : M₀ = M_t / 0,85.

- **Poutres principales**

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{460} = 0,086 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,086 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{57,154}{10 \times 67,24} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{8,01}{25 \times 38} = 0,0084 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée pour les poutres principales.

- **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{305} = 0,098 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,098 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27,895}{10 \times 32,81} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6,78}{25 \times 28} = 0,0096 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée pour les poutres secondaires.

❖ **Disposition des constructive**

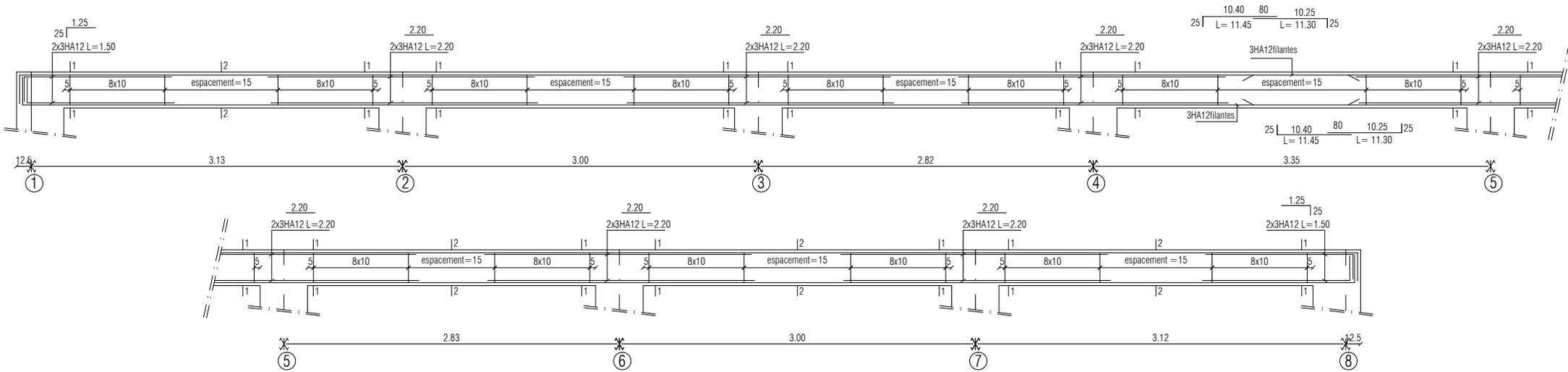
Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus

égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

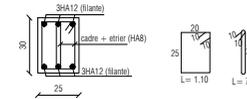
POUTRE SECONDAIRE



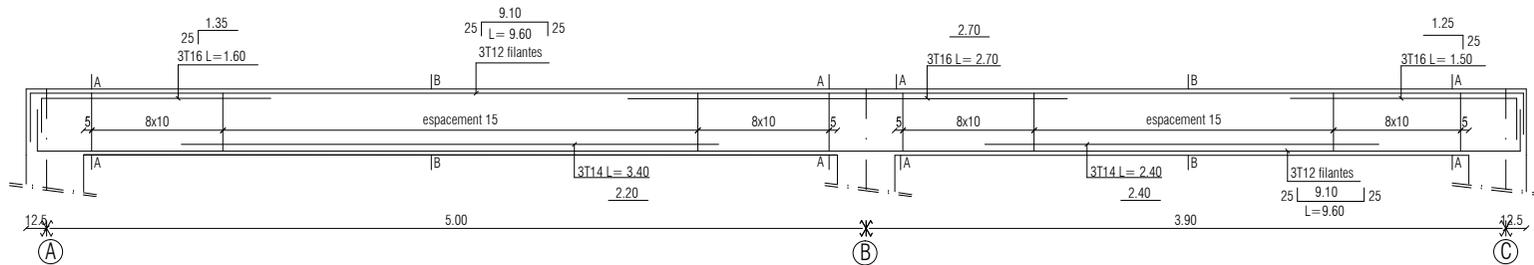
Coupe 1-1



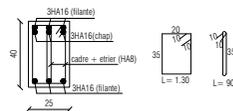
Coupe 2-2



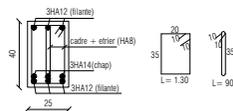
POUTRE PRINCIPALE



Coupe A-A



Coupe B-B



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par
 Melle: OUTOUATI Hayat
 Melle: SMAILI Karima

FERRAILLAGE DES POUTRES

Dirigé par

Mr BOUHERAOUA

Septembre 2017

V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.2.0 INTRODUCTION

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle de transmettre des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS.
- $G+Q+E$ → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant,
2. Effort normal minimal et le moment correspondant,
3. Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.2.1 RÉCOMMANDATIONS ET EXIGENCES DU RPA99 REVISE 2003

A. ARMATURES LONGITUDINALES

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence (HA), droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal de 12 mm,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

▪ **Pourcentage minimal**

Le pourcentage minimal d'acier est de 0,8% de la section du béton

- Poteau (40×40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$,
- Poteau (35×35) : $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$,
- Poteau (30×30) : $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,20 \text{ cm}^2$.

▪ **Pourcentage maximal**

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 0,6% de la section du béton :

- Poteau (40×40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96,00 \text{ cm}^2$,
- Poteau (35×35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,50 \text{ cm}^2$,
- Poteau (30×30) : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54,00 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximal en zone courante est de 4% de la section du béton :

- Poteau (40×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$,
 - Poteau (40×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$,
 - Poteau (30×30) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.
- Le diamètre minimal est de **12** [mm] ,
 - La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa),
 - La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25 cm** en zone IIa,
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

B. LES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

L_f : la longueur de flambement des poteaux.

Avec :

$$l_f = 0,7 \times h_0.$$

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement S_t est fixée comme suit:

- **Dans la zone nodale**
 $t \leq (10 \Phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone IIa.
- **Dans la zone courante**
 $t' \leq 15 \Phi_1$ en zone IIa.

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ minimums.

V.2.2 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES A L'ELU

1. Exposé de la méthode de calcul

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a. Section entièrement tendue (SET).

N : effort normal de traction.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$A_{Si} = N_u \times \left[\frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)} \right]$$

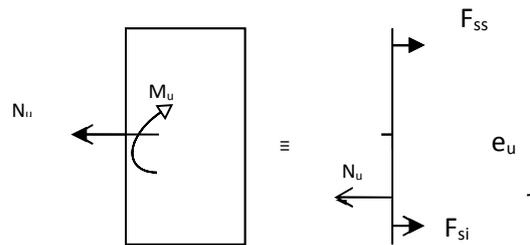


Figure V.2.1 section entièrement tendue

$$A_{Si} = \left(N_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) - A_S$$

Avec :

$$F_{Si} = A_{Si} \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$F_{SS} = A_{SS} \frac{f_e}{\gamma_s}$$

b. Section partiellement comprimée (SPC)

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$.

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right).$$

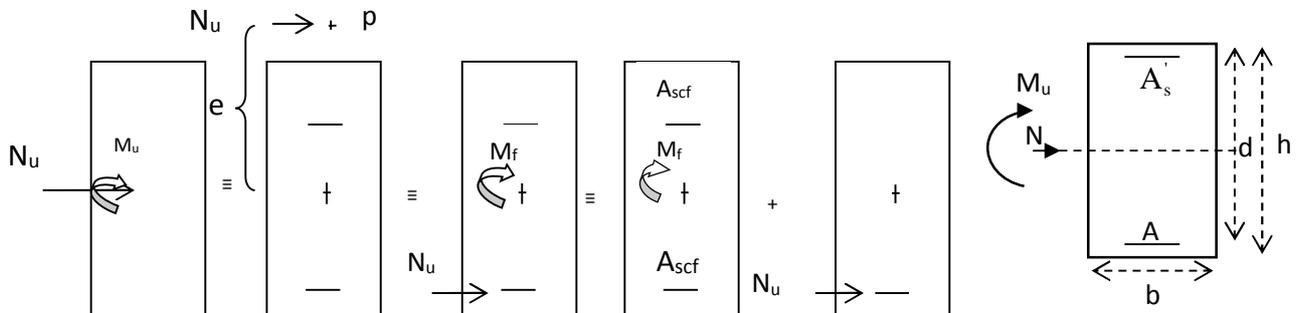


Figure V.2 .2 Section partiellement comprimé.

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal est un effort de compression : $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$.

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Et pø noyau central → SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow la$ Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule

$$M_f = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

c. Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in$ noyau central \Rightarrow SEC.

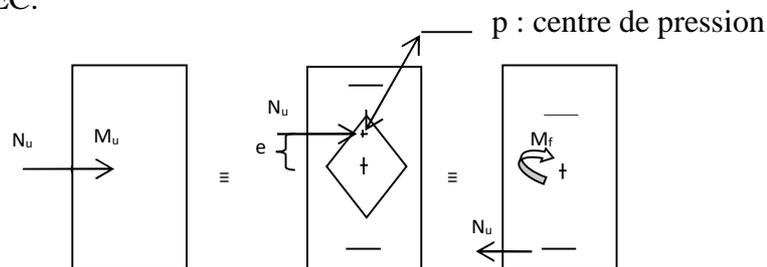


Figure V.2.3 : section entièrement comprimée

Deux situations peuvent se présenter :

1^{er} situation

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Rightarrow A_s' > 0 \text{ et } A_s = 0.$$

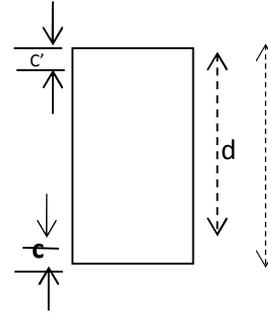


Figure V.2.4 : Répartition des armatures

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'.$$

2^{ème} situation :

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s' > 0 \text{ et } A_s = 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}.$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

2. Calcul des armatures longitudinales

Le calcul des sections d'acier est résumé dans les tableaux ci-dessous

Avec :

- Tableau V.2.1 : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).
- Tableau V2.2 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

Sens xx :

Tableau V.2.1 Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x)

Niveau	Poteau	N(KN)	M(KN.m)	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A Adopter (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étages	40x40	N _{min} =135,16	M _{cor} =21,277	SPC	0	0	12,8	4HA16 4AH14	14,19
		N _{max} = -1534,87	M _{cor} =-4,859	SEC	0	0			
		N _{cor} =-116,78	M _{max} =64,69	SEC	0	0			
2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	35x35	N _{min} =51,09	M _{cor} =0,014	SPC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		N _{max} =-1068,62	M _{cor} =-12,01	SEC	0	0			
		N _{cor} =-196,85	M _{max} =47,386	SPC	0	1,29			
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	30x30	N _{min} =33,41	M _{cor} =2,443	SPC	0	0	7,2	4HA14 4HA12	10,67
		N _{max} =-415,03	M _{cor} =-8,758	SEC	0	0			
		N _{cor} =-124,51	M _{max} =42,096	SPC	0	3,03			

Sens yy

Tableau V2.2 ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

Niveau	poteau	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	40x40	N _{min} =135,16	M _{cor} =0,036	SPC	0	0	12,8	8HA16 4HA14	22,23
		N _{max} = -1534,87	M _{cor} =0,011	SEC	0	0			
		N _{cor} =-282,22	M _{max} =-26,557	SPC	21,08	0			
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35x35	N _{min} =51,09	M _{cor} =3,371	SPC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		N _{max} =-1068,62	M _{cor} =-1,299	SEC	0	0			
		N _{cor} =-105,55	M _{max} =-25,189	SPC	0,59	0			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	N _{min} =33,41	M _{cor} =0,06	SPC	0	0	7,2	4HA14 4AH12	10,67
		N _{max} =-24,776	M _{cor} =-815,26	SEC	0	0			
		N _{cor} =-124,51	M _{max} =42,096	SPC	2,43	0			

V2.3 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES (Art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

V.2.4 DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSALES BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche d'un tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L^{\min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \quad \varphi_t = 8 \text{ mm} .$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8**,
Donc $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

V.2.5 ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES

◆ Selon le BAEL 91 Art A8.1.3

$$S_t \leq \min\{15 \varphi_t^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10 \text{ cm})\} .$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40 \text{ cm}; (35 + 10 \text{ cm})\} .$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm} .$$

◆ Selon le RPA 99 version 2003 Art 7.4.2.2

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'élancement λ_g : BAEL 91 Art B8.4.1**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

Avec : L_f : longueur de flambement $l_f = 0,707 L_0$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

Poteaux 40 x 40 (RDC)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,4 \times 0,4^3}{12} = 0,0021 m^4$$

La surface :

$$S = 0,4 \times 0,4 = 0,16 m^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0021}{0,16}} = 0,4 m$$

$$L_f = 0,707 \times 4,08 = 2,884 m$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{2,884}{0,4} = 7,21$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 69,1$ KN.

$$S_t = \frac{h_1 \times f_e}{\rho_a \times T_u} \times A_t = \frac{40 \times 400 \times 10^{-1}}{2,5 \times 69,1} = 2,01 = 18,61 cm$$

◆ **Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

▪ **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min \{ 10 \phi_l^{\min}; 15 cm \} = \min \{ 12; 15 \} cm$$

$$S_t \leq 12 cm$$

▪ **Dans la zone courante**

$$S_t \leq \min \{ 15 \phi_l^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 cm \}$$

$$S_t \leq 18 cm$$

Conclusion

On adopte

$S_t = 10$ cm en zone nodale .

$S_t = 14$ cm en zone courante.

V.2.6 QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALES MINIMALES DU RPA

Pour $\lambda_g > 5$: la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b.$$

Poteaux (40×40) : $A_t^{min} = 0,003 \times 14 \times 40 = 1,68 < A_{ad} = 14,19 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0,003 \times 14 \times 35 = 1,47 < A_{ad} = 12,31 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Poteaux (30×30) : $A_t^{min} = 0,003 \times 14 \times 30 = 1,26 < A_{ad} = 10,67 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Longueur de recouvrement**

Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.

Pour le $\phi 14 \Rightarrow 5L = 40\phi_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

Remarque

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on ajoute des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins fragile.

- **Détermination de la zone nodale**

- **Poteaux (40x40) cm²**

- **poteaux RDC**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{408}{6}; 40, 40, 60 \right) = 68 \text{ cm}.$$

- **poteaux 1^{er} étage**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306}{6}; 40, 40, 60 \right) = 60 \text{ cm}.$$

- **Poteaux (35x35) cm²**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306}{6}; 35, 35, 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}.$$

- Poteaux (30x30) cm²

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1, b_1, 60, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306}{6}; 30, 30, 60, 60 \right) = 60 \text{ cm.}$$

Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

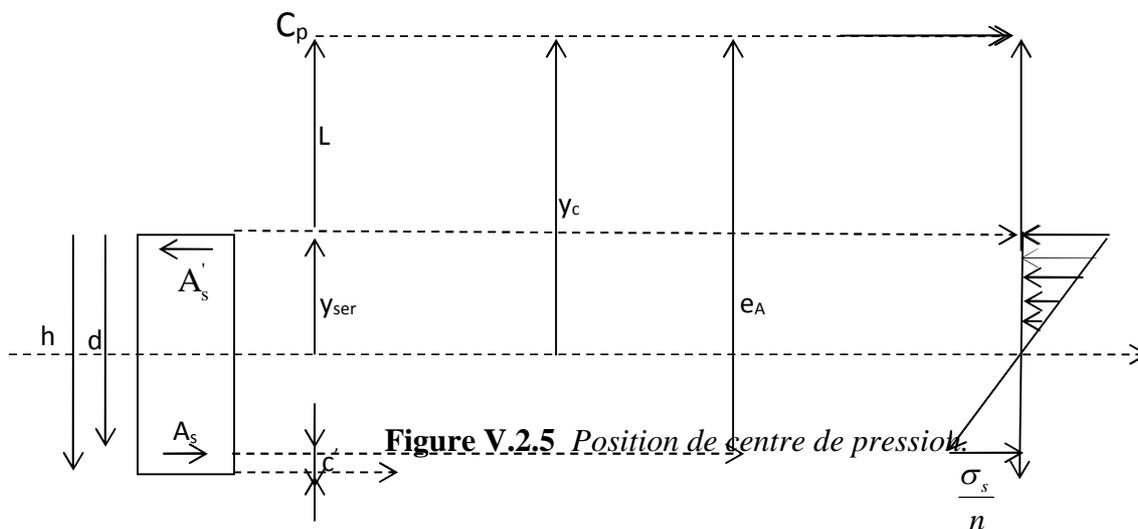
V.2.7 VÉRIFICATION A L'ELS

a. État limite de compression de béton

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

❖ **Section partiellement comprimée**



Position de centre de pression.

- Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.
- L : distance du centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée.

$$\text{Si } N_{\text{ser}} > 0 \Rightarrow \begin{cases} L < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section).} \\ L > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section).} \end{cases}$$

$$L < 0 \Rightarrow -L = e_A - d \Rightarrow L = d - e_A.$$

$$L > 0 \Rightarrow L = e_A - d.$$

$$y_{\text{ser}} = y_c + L$$

$$\text{tel que : } e_A = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0.$$

Avec :

$$p = -3L^2 - \frac{90A_s'(L-C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d-L)$$

$$q = -2L^3 - \frac{90A_s'(L-C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d-L)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}. \text{ puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right).$$

$$2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right).$$

$$3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{P}{3 \times z}$$

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{\text{ser}})^2 + A_s' (y_{\text{ser}} - c')^2 \right]$$

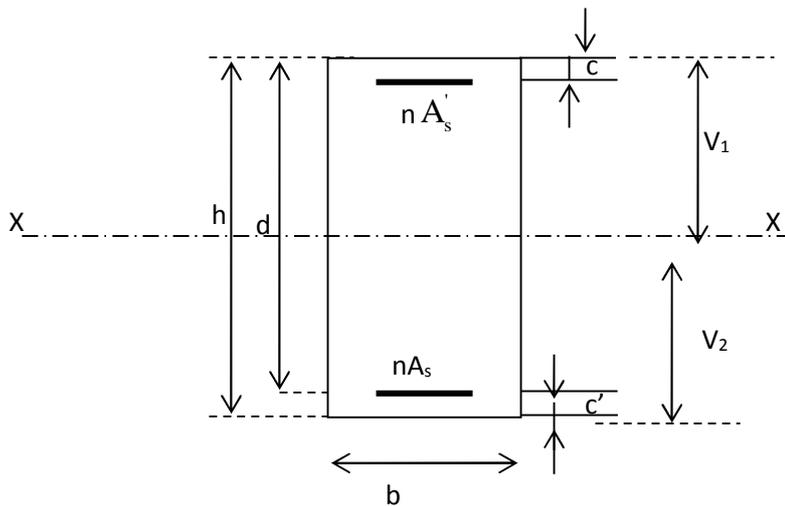


Figure V.2.6 Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c'est à dire la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{I}$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes sont données comme suite avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma_{bc} = Ky_{ser}$$

$$\sigma_s = nK(d - y_{ser}) \text{ avec } n=15.$$

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$:
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.
Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{bs} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Tableau V2.3 tableau des contraintes

Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _b ^{sup} (MPa)	σ _b ^{inf} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s ^{sup} (MPa)	σ _s ^{inf} (MPa)	σ _s (MPa)	Obs.
40x40	N _{max} =1118,65	M _{cor} = 3,533	14,19	1,266	1,195	14,5	18,9 33	17,972	348	vérifiée
	N _{min} =236,96	M _{cor} =0,673	14,19	5,997	5,624		89,6 78	84,634		vérifiée
	N _{cor} =846,7	M _{max} =47,05	14,19	7,252	2,276		105, 055	37,879		vérifiée
35x35	N _{max} =778,99	M _{cor} =8,732	12,31	0,641	0,567		9,55 4	8,563		vérifiée
	N _{min} =84,52	M _{cor} =0,398	12,31	6,439	4,803		95,1 81	73,450		vérifiée
	N _{cor} =143,99	M _{max} =34,46 6	12,31	4,624	-1,832		63,8 27	-21,947		vérifiée
30x30	N _{max} =303,23	M _{cor} =6,372	10,67	0,109	0,035		1,563	0,603		vérifiée
	N _{min} =7,14	M _{cor} =0,263	10,67	3,873	2,083		56,299	33,030		vérifiée
	N _{cor} =91,3	M _{max} =30,691	10,67	9,156	0,580		77,417	-34,657		vérifiée

VII.7 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empocher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ Calcul de l'élancement

L'élancement λ_g est donné par la relation suivante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{tq: } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Telle que : l_f = 0.7 h₀.

h₀ : longueur libre du poteau.

h₀=408 cm pour le Poteau RDC.

$h_0=306 \text{ cm}$ pour les Poteaux de l'étage courant

$$\text{- Poteaux } (40 \times 40): \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 408 = 19,78$$

$$\text{- Poteaux } (35 \times 35): \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 18,55.$$

$$\text{- poteaux } (30 \times 30): \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 21,20.$$

On remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$.

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2}).$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h : hauteur totale de la section brute

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t est l'espacement des armatures transversales.

$$\text{▪ L'effort tranchant max : } V_u = 69,10 \text{ KN} \Rightarrow A = \frac{2.5 \times 69,1 \times 10^3}{40 \times 40 \times 10^2} = 1,079 \text{ cm}^2.$$

➤ Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_t^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}.$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ On adopte 4HA8 = $2,01 \text{ cm}^2$.

▪ Espacement des armatures :

1. En zone nodale

$$S_t \leq \min(10 \text{ cm} \text{ donc on prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

2. En zone courante

$$S_t' \min \left(\frac{a}{2}, \frac{b}{2}, 10\phi_t \right) = 25 \text{ cm}.$$

$$S'_t = 25 \text{ cm.}$$

*L'effort tranchant max : $V_u = 58,96 \text{ KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 20 \times 69,1 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} = 2,16 \text{ cm}^2$.

3. Vérification de la quantité d'armatures

❖ En zone nodale

- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$.

❖ En zone courante

- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S'_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S'_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S'_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

$$\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{69,1 \times 10^3}{400 \times 480} = 0,359 \text{ MPa.}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

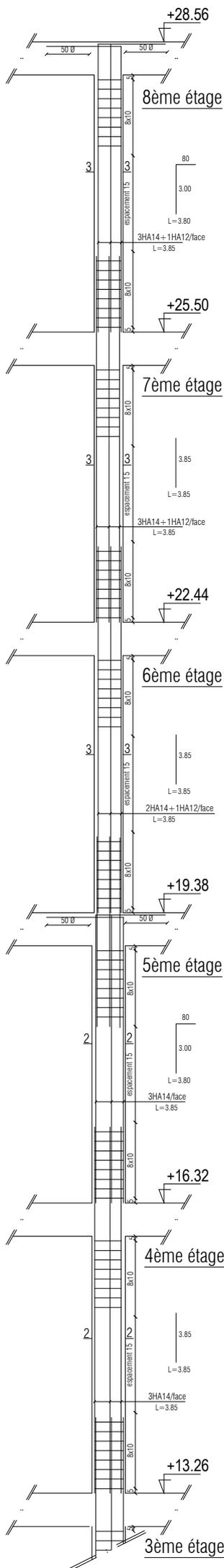
$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = 0,075$$

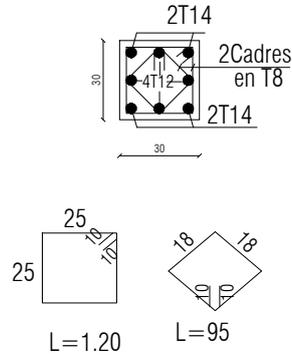
$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} > \tau_b = 0.359 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

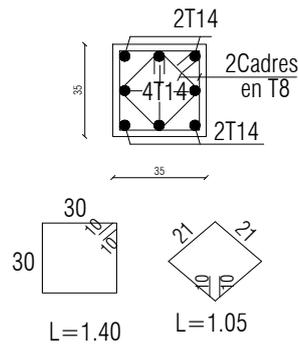
Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées. Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre 4HA8 et d'un losange T8 pour tous les poteaux $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.



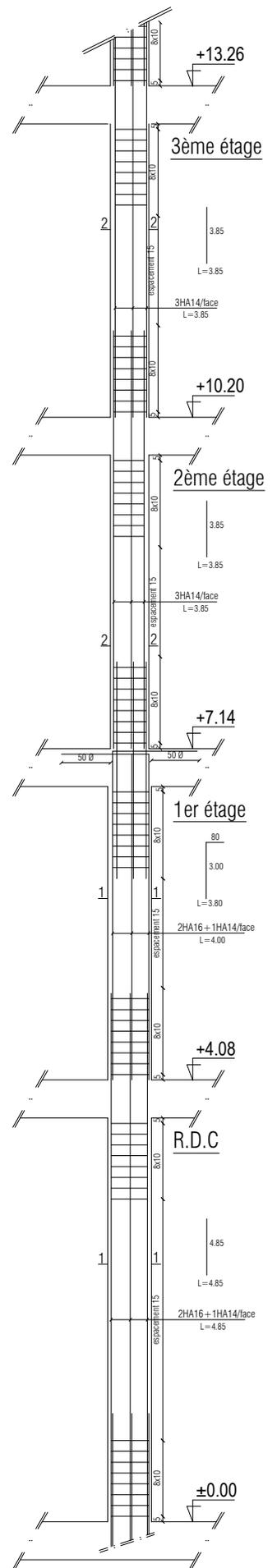
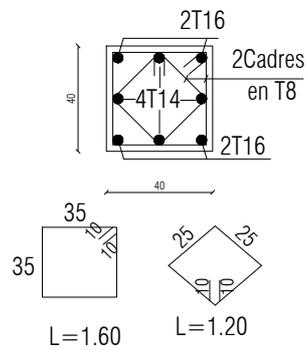
Coupe : 3-3



Coupe : 2-2



Coupe : 1-1



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Melle: OUTOUATI HAYAT Melle: SMAILI Karima		FERRAILLAGE POTEAUX
Dirigé par	Mr BOUHERAOUA	Septembre 2017

V.3 FERRAILLAGE DES VOILES

V.3.1 INTRODUCTION

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

V.3.2 COMBINAISON D'ACTION

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right. \\ \text{Selon le RPA version 2003} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right. \end{array}$$

V.3.3 FERRAILLAGE DES VOILES PLEINS

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : RDC

Zone II : Etage. 1

Zone III : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage

Zone IV : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

V.3.4 EXPOSE DE LA METHODE

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes, sous les sollicitations les plus défavorables.

a. Calcul des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile,

I : inertie du voile,

V, V' : bras de levier avec : $V = V' = \frac{L}{2}$,

L : longueur du voile.

Dans les calculs, il est de pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur

« d », tel que : $d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right\}$ (Art 7.7.4 RPA99/V2003)

Avec : L_c : longueur de la zone comprimée, $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

h_e : hauteur du voile calculé entre nu du plancher.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

b. Calcul des efforts normaux

▪ **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

e : épaisseur du voile

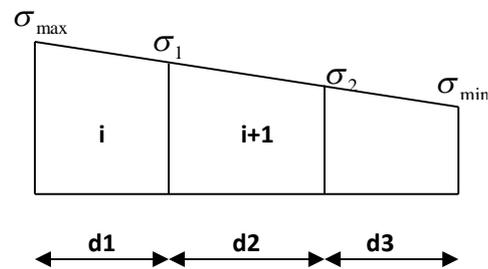


Figure V.3.1 Section entièrement comprimée

▪ **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

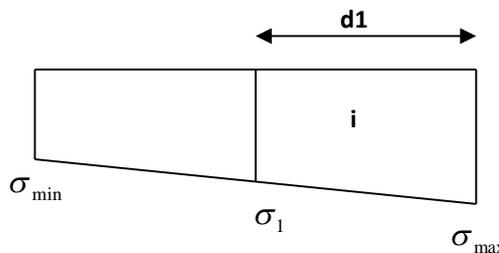
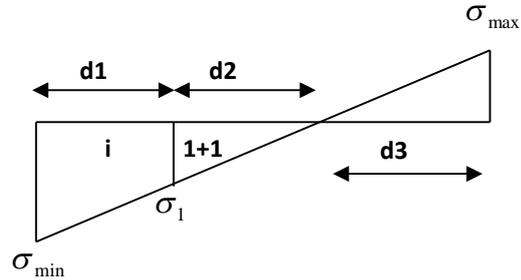


Figure V.3.2 Section entièrement tendue.

▪ **Section partiellement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e_i$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$



c. **Armatures verticales**

Figure V.3.3 Section partiellement comprimée.

▪ **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B_t \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B_t : section de la bande B_t = d · e

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec B : section du béton comprimé.

▪ **Section partiellement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad 0,005 \cdot B \right\}$$

▪ **Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \max \left\{ \frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

d. **Armatures minimales : (RPA 99)**

$$A_{\min} \geq 2\% (B^t) \quad ; B^t : \text{section du béton tendu.}$$

e. **Armature horizontales : (Art 7.7.4.2 RPA99/V2003)**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de 10Φ, la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B$$

B : section du voile (Art 7.7.4.3 RPA99/V2003)

$$A_h \geq \frac{A_{vT}}{4}$$

$$D'où : A_h \geq \max \left\{ \frac{A_{vT}}{4} ; 0,15\%(B) \right\}$$

→ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

f. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures.

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4(V_u) \quad \Rightarrow \quad A_{vj} = \frac{1,54 \cdot V_u}{f_e}$$

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.

g. Armatures transversal

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures et les empêchent du flambement.

Ce sont généralement des épingles dont le nombre minimal est de 4 épingles par mètre carré.

h. Les potelets

Il est de pratique de concentrer les armatures verticales aux l'extrémité du voiles formant ainsi des potelets, la section totales de ces armatures doit être au moins égales à 4HA10.

i. Règles communes

▪ Espacement

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \leq \min \{ 1,5(e) ; 30\text{cm} \}$ Aux extrémités du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

▪ Longueur de renversement

Elle est de :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où les renversements du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possible du chargement.

▪ Diamètre maximal

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

▪ Pourcentage minimal des armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

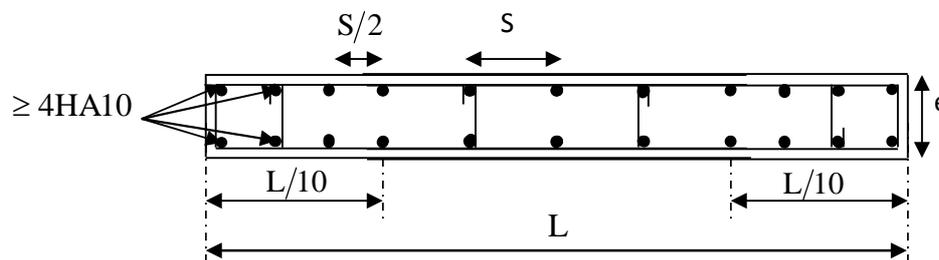


Figure V.3.4 Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.5 VERIFICATION A L'ELS

1. Contrainte du béton à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \cdot A_v}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal de service,

B : section du béton comprimé,

A_v : section d'armatures verticales.

2. Contrainte de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot T_k}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile,

d : Hauteur utile ($d = 0,9h$),

h : Hauteur total de la section.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_k}{b \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\}$$

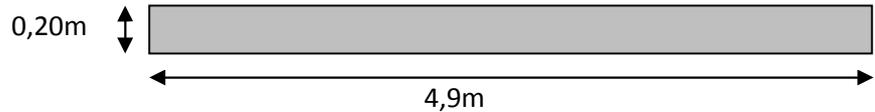
V.3.6 EXEMPLE DE FERRAILLAGE DE VOILE (VT1)

➤ Caractéristiques géométriques

$$L = 4,9\text{m} ; I = 1,96 \text{ m}^4$$

$$B = 4,9 \text{ m}^2 ; e = 0,20 \text{ m}$$

$$V = \frac{L}{2} = 2,45\text{m}$$



➤ Sollicitation

On calcule les effets agissants sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par

$$\sigma_{\max} = 5919,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -10121,75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

→ La section est partiellement comprimée (SPC).

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \Rightarrow L_c = 1,81\text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4,9 - 1,8 = 3,09\text{m}$$

➤ Calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2 L_c}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min (2,04 ;) = 1,2\text{m}$$

- 1^{ère} bande : d = 1,2 m

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(3,09 - 1,2) \times (-10121,75)}{3,09} = -6175,45 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{(-10121,75) + (-6175,45)}{2} \times 1,2 \times 0,2 = -1164,9 \text{ KN}$$

- Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{-802,75 \times 10}{348} = 23,06 \text{ cm}^2.$$

- 2^{ème} bande : d = 1,20 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-6175,45}{2} \times 0,2 \times 1,2 = -1164,92 \text{ KN}$$

- Armatures verticales

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{1164,92 \times 10}{348} = 33,47 \text{ cm}^2$$

- Section minimale

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,2 \times 2,1 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 0,2 \times 0,2 \right) = 1,26 \text{ cm}^2$$

- Les armatures de couture

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4.T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 532,6 \times 10}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage adopté

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

$$\frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vJ}}{4} = 23,06\text{cm}^2 \Rightarrow 8\text{HA}20 = 25,13\text{cm}^2 \rightarrow St = 13\text{cm} \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ bande}$$

$$A_{v2} + \frac{A_{vJ}}{4} = 23,47\text{cm}^2 \Rightarrow 12\text{HA}20 = 37,68\text{cm}^2 \rightarrow St = 10\text{cm} \rightarrow 2^{\text{eme}} \text{ bande}$$

❖ Armatures horizontales

D'après le BAEL 91 : $A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15\% B\right)$

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{25,13}{4} = 6,85\text{cm}^2$$

Soit 8HA12=9,05cm²/ml avec St = 13 cm

❖ Armatures transversales : (art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4HA8 par mètre carré.

❖ Les potelets

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

V.3.7 VERIFICATIONS

❖ Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5 \times e ; 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte au cisaillement

Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99)

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T}{0,9 \times d \times e} = \frac{1,4 \times 532,6}{0,9 \times 1,2 \times 0,2} \times 10^{-3} = 3,42\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 4,09 \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T}{0,9 \times d \times e} = \frac{532,01}{0,9 \times 1,2 \times 0,2} \times 10^{-3} = 2,4\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,008 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2207,96 \times 10^{-3}}{0,98 + 15 \times 25,13 \times 10^{-4}} = 2,16 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 2,16 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

\Rightarrow Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

Ferraillage des voiles VT1, VT2	Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
		Hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40	0,40
		hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
		L (m)		4,90	4,90	4,90	4,90
		e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
		B (m ²)		0,98	0,98	0,98	0,98
		He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		3,68	2,66	2,66	2,66	
	Sollicitation de calcul	T(kN)		891,240	886,370	844,970	488,810
		N _{ser} (kN)		2207,96	1971,57	1006,16	220,64
		Vu (kN)		1247,736	1240,918	1182,958	684,334
		σ _{max} (kN/m ²)		5919,440	5919,440	5919,440	5919,440
		σ _{min} (kN/m ²)		10121,750	8465,830	7715,390	6543,160
		σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
		L _c		1,81	2,02	2,13	2,33
		L _t		3,09	2,88	2,77	2,57
		d		1,21	1,34	1,42	1,55
		d adopté		1,21	1,34	1,39	1,29
		d2 = L _t - d adopté		1,89	1,54	1,39	1,29
		σ ₁		6175,457	4519,537	3857,695	3271,580
		N ₁		802,75	1745,51	1604,44	1262,48
	N ₂		1164,92	695,77	534,81	420,83	
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		23,06	43,64	40,11	31,56
		A _{v2} /bande (cm ²)		33,47	17,39	13,37	10,52
		A _{vi} (cm ²)		34,31	34,13	32,53	18,82
		A'v1/bande/nappe		23,06	52,17	48,24	36,27
		A'v2/bande/nappe		21,64	25,93	21,50	15,23
	armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		12,66	14,11	14,89	16,29
	Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		25,13	43,96	43,96	37,68
		A'v2 adopté (cm ²)		37,68	18,84	15,39	18,84
		Choix de A (cm ²)	Bande 1	8HA20	14HA20	14HA20	12HA20
		Choix de A (cm ²)	Bande 2	12HA20	6HA20	10HA14	6HA20
		ST		30	30	30	30
		Espacement (cm)	Bande 1	7	8	10	12
		Bande 2	14	16	20	24	
	Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm2)		7,23	8,07	8,51	9,31
		AH /nappe (cm2)		6,28	10,99	10,99	9,42
		AH adopté (cm2)		9,05	11,31	11,31	11,31
		choix de la section		8HA12	10HA12	10HA12	10HA12
	Espacement (cm)		20	20	20	20	
	A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
	Vérification des contraintes	τ _b = 5MPa	T _b	1,415	1,407	1,341	0,776
τ _u = 2,5MPa		T _u	1,010	1,005	0,958	0,554	
σ _{bc} = 15MPa		σ _{bc}	2,130	1,885	0,962	0,213	

Caractéristiques géométriques		Zone	I	II	III	IV	
		hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30	0,30
		hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
		L (m)		1,00	1,00	1,00	1,00
		e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
		B (m ²)		0,2	0,2	0,2	0,2
		He		3,060	4,590	3,060	3,060
h		2,71	4,24	2,71	2,71		
Sollicitation de calcul		T(kN)	142,970	108,090	126,330	111,010	
		N _{ser} (kN)	750,17	1781,82	874,57	211,39	
		Vu (kN)	200,158	151,326	176,862	155,414	
		σ_{max} (kN/m ²)	3282,520	2159,030	943,810	3249,180	
		σ_{min} (kN/m ²)	9589,270	9281,544	5153,730	4529,050	
		σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	
		L _c	0,26	0,19	0,15	0,42	
		L _t	0,74	0,81	0,85	0,58	
		d	0,17	0,13	0,10	0,28	
		d _{adopté}	0,17	0,13	0,10	0,28	
		d2 = L _t - d _{adopté}	0,57	0,69	0,74	0,30	
		σ_1	7400,923	7842,191	4524,523	2362,930	
		N ₁	288,85	215,44	99,87	191,93	
		N ₂	425,53	537,56	335,73	71,78	
armatures verticales		A _{v1} /bande (cm ²)	7,22	5,39	2,50	4,80	
		A _{v2} /bande (cm ²)	10,64	13,44	8,39	1,79	
		A _{vj} (cm ²)	5,50	4,16	4,86	4,27	
		A'v1/bande/nappe	8,60	6,43	3,71	5,87	
		A'v2/bande/nappe	12,01	14,48	9,61	2,86	
armatures minimales		A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,79	1,32	1,08	2,92	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales		A'v1 adopté (cm ²)	9,05	6,78	4,52	6,78	
		A'v2 adopté (cm ²)	12,31	15,39	12,06	3,08	
		Choix de A (cm ²)	Bande 1	8HA12	6HA12	4HA12	6HA12
		Choix de A (cm ²)	Bande 2	8HA14	10HA14	6HA16	2HA14
		ST		30	30	30	30
		Espacement (cm)	Bande 1	7	8	10	12
		Bande 2	14	16	20	24	
Armatures horizontales		AH _{min} /nappe (cm ²)	1,02	0,75	0,62	1,67	
		AH /nappe (cm ²)	2,26	1,70	1,13	1,70	
		AH adopté (cm ²)	2,26	2,26	2,26	2,26	
		choix de la section		2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
Espacement (cm)		20	20	20	20		
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes		$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	T _b	1,112	0,841	0,983	0,863
		$\bar{\sigma}_u = 2,5\text{MPa}$	T _u	0,794	0,601	0,702	0,617
		$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,434	7,987	4,010	1,006
OBSERVATION		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée		

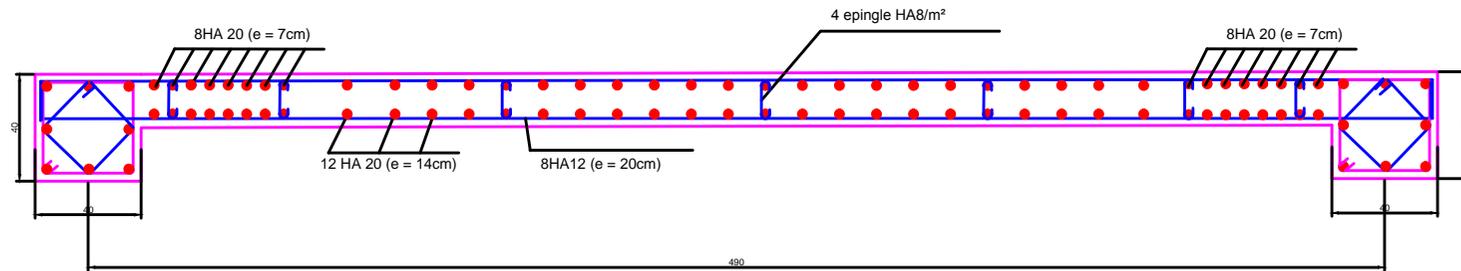
Ferraillage des voiles VL3,VL4 ,VL10 ,VL11	Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
		hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30	0,30
		hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
		L (m)		0,88	0,88	0,88	0,88
		e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
		B (m ²)		0,176	0,176	0,176	0,176
		He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		2,71	4,24	2,71	2,71	
	Sollicitation de calcul	T(kN)		108,840	89,980	119,900	111,270
		N _{ser} (kN)		292,58	261,56	141,88	49,22
		Vu (kN)		152,376	125,972	167,860	155,778
		σ _{max} (kN/m ²)		4833,870	3238,230	2678,660	5151,110
		σ _{min} (kN/m ²)		7688,650	6765,600	7202,630	7737,340
		σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
		L _c		0,34	0,28	0,24	0,35
		L _t		0,54	0,60	0,64	0,53
		d		0,23	0,19	0,16	0,23
		d _{adopté}		0,23	0,19	0,16	0,23
		d2 = L _t - d _{adopté}		/	/	/	/
		σ ₁		/	/	/	/
		N ₁		174,28	128,48	114,55	181,42
		N ₂		/	/	/	/
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		4,36	3,21	2,86	4,54
		A _{v2} /bande (cm ²)		/	/	/	/
		A _{vj} (cm ²)		4,19	3,46	4,62	4,28
		A'v1/bande/nappe		5,40	4,08	4,02	5,61
		A'v2/bande/nappe		/	/	/	/
	armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,38	1,99	1,67	2,46
	Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		4,52	4,52	3,14	4,71
		A'v2 adopté (cm ²)		/	/	/	/
		Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA12	4HA12	4HA10	6HA10
		Choix de A (cm ²)	Bande 2	/	/	/	/
		ST		23	23		30
		Espacement (cm)	Bande 1	7	8	10	12
			Bande 2	/	/	/	/
	Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm ²)		1,36	1,14	0,95	1,41
		AH /nappe (cm ²)		1,13	1,13	0,79	1,18
		AH adopté (cm ²)		1,57	1,57	1,57	1,57
		choix de la section		2AH10	2HA10	2HA10	2HA10
	Espacement (cm)			20	20	20	20
	A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
	Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,962	0,795	1,060	0,983
$\bar{\sigma}_u = 2,5\text{MPa}$		T _u	0,687	0,568	0,757	0,702	
$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		σ _{bc}	1,601	1,431	0,785	0,269	
OBSERVATION			vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	

Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL8, VL9	Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
		hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30	0,30
		hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
		L (m)		0,89	0,89	0,89	0,89
		e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
		B (m ²)		0,178	0,178	0,178	0,178
		He		4,080	3,060	3,060	3,060
		h		3,78	2,76	2,76	2,76
	Sollicitation de calcul	T(kN)		92,460	69,070	91,020	43,060
		N _{ser} (kN)		755,34	662,89	300,61	83,29
		Vu (kN)		129,444	96,698	127,428	60,284
		σ _{max} (kN/m ²)		3987,120	2804,620	3407,140	8603,790
		σ _{min} (kN/m ²)		1799,340	7199,340	7358,910	8840,920
		σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
		L _c		0,61	0,25	0,28	0,44
		L _t		0,28	0,64	0,61	0,45
		d		0,41	0,17	0,19	0,29
		d adopté		0,14	0,17	0,19	0,23
		d2 = L _t - d adopté		/	/	/	/
		σ ₁		/	/	/	/
		N ₁		24,90	119,75	138,18	199,38
		N ₂		/	/	/	/
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		0,62	2,99	3,45	4,98
		A _{v2} /bande (cm ²)					
		A _{vj} (cm ²)		3,56	2,66	3,50	1,66
		A'v1/bande/nappe		1,51	3,66	4,33	5,40
		A'v2/bande/nappe		/	/		/
	armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,29	1,75	1,97	3,07
	Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		4,52	4,52	4,52	6,15
		A'v2 adopté (cm ²)		/	/	/	/
		Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA12	4HA12	4HA12	4HA14
		Choix de A (cm ²)	Bande 2	/	/	/	/
		ST		30	30	30	30
		Espacement (cm)	Bande 1	7	8	10	12
	Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm ²)		2,45	1,00	1,13	1,76
		AH /nappe (cm ²)		1,13	1,13	1,13	1,54
		AH adopté (cm ²)		3,39	2,35	2,35	2,35
		choix de la section		3HA12	3HA10	3HA10	3HA10
	Espacement (cm)		20	20	20	20	
	A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,808	0,604	0,795	0,376	
	$\bar{\sigma}_u = 2,5\text{MPa}$	T _u	0,577	0,431	0,568	0,269	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	4,088	3,587	1,627	0,445	
Observation			Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	

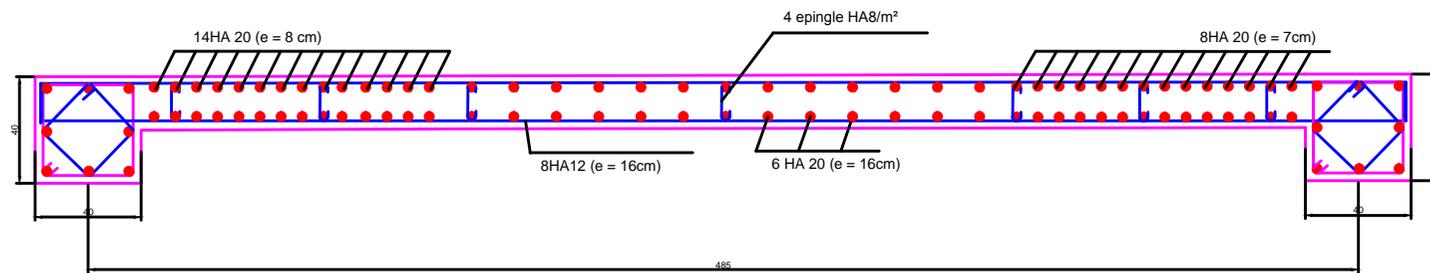
Ferrailage de voile VL7	Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
		hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30	0,30
		hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
		L (m)		3,00	3,00	3,00	3,00
		e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
		B (m ²)		0,6	0,6	0,6	0,6
		He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76	2,76	
	Sollicitation de calcul	T(kN)		709,530	748,630	532,710	263,800
		N _{ser} (kN)		2594,89	2303,91	1254,39	333,34
		Vu (kN)		993,342	1048,082	745,794	349,821
		σ _{max} (kN/m ²)		4485,440	2159,030	810,250	3442,550
		σ _{min} (kN/m ²)		12443,160	9281,540	7678,890	4623,090
		σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
		L _c		0,79	0,57	0,29	1,28
		L _t		2,21	2,43	2,71	1,72
		d		0,53	0,38	0,19	0,85
		d _{adopté}		0,53	0,38	0,19	0,85
		d2 = L _t - d _{adopté}		1,68	2,06	2,52	0,87
		σ ₁		9452,867	7842,187	7138,723	2328,057
		N ₁		1160,32	646,31	282,85	593,37
		N ₂		1583,53	1612,68	1800,94	201,59
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		29,01	16,16	7,07	14,83
		A _{v2} /bande (cm ²)		39,59	40,32	45,02	5,04
		A _{vj} (cm ²)		27,32	28,82	20,51	9,62
		A'v1/bande/nappe		35,84	23,36	12,20	17,24
		A'v2/bande/nappe		46,42	47,52	50,15	7,44
	armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5,56	3,96	2,00	8,96
	Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		31,41	18,84	9,23	15,7
		A'v2 adopté (cm ²)		43,96	43,42	47,1	9,23
		Choix de A (cm ²)	Bande 1	10HA20	6HA20	6HA14	10HA14
		Choix de A (cm ²)	Bande 2	14HA20	14HA20	15HA20	6HA14
		ST		30	30	30	30
		Espacement (cm)	Bande 1	7	8	10	12
			Bande 2	14	16	20	24
	Armatures horizontales	AH _{min} /nappe (cm ²)		3,18	2,26	1,15	5,12
		AH /nappe (cm ²)		7,85	4,71	2,31	3,93
		AH adopté (cm ²)		7,92	5,65	2,35	5,49
		choix de la section		7HA12	5HA12	3HA10	7HA10
	Espacement (cm)		20	20	20	20	
	A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
	Vérification des contraintes	τ _b = 5MPa	T _b	1,840	1,941	1,381	0,684
		τ _u = 2,5MPa	T _u	1,314	1,386	0,987	0,489
		σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc}	3,897	3,464	1,870	0,535
	OBSERVATION	Observation		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VT1et VT2

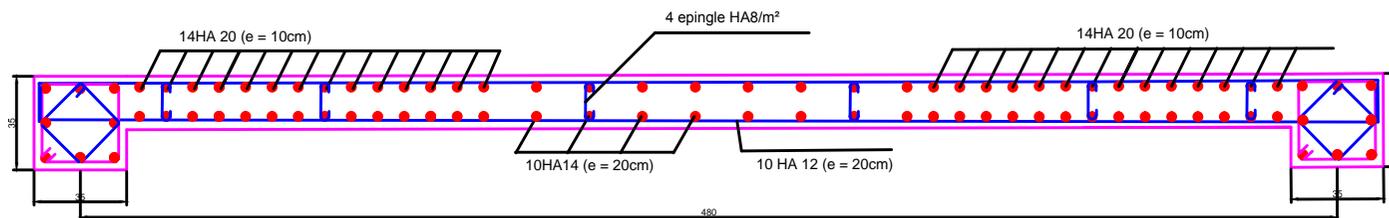
ZONE I



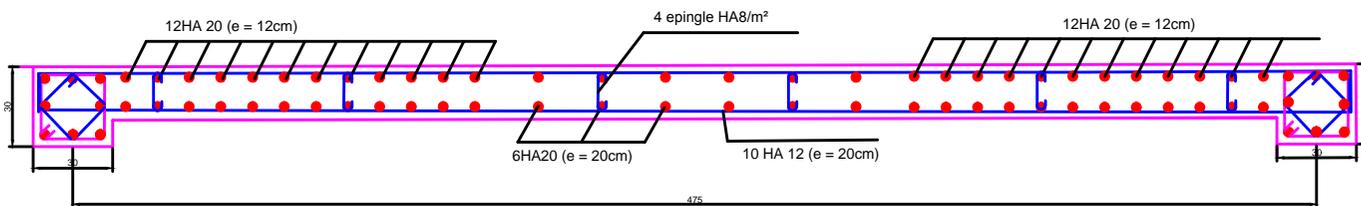
ZONE II



ZONE III



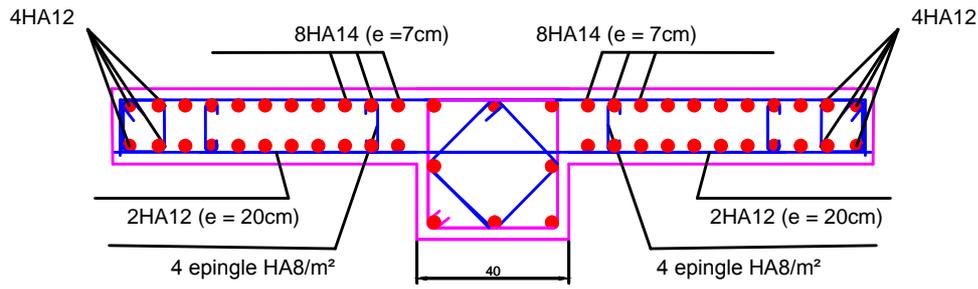
ZONE IV



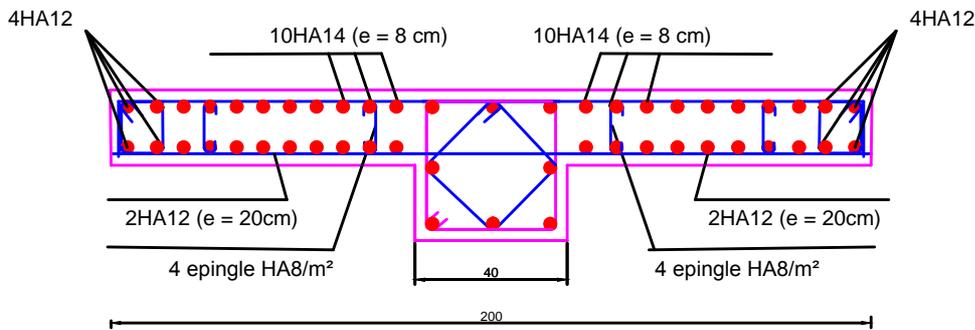
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: OUTOUATI Hayat Melle: SMAILI Karima	Plan de ferrailage des voiles
Mr : BOUHERAOUA	

VL5 et VL6

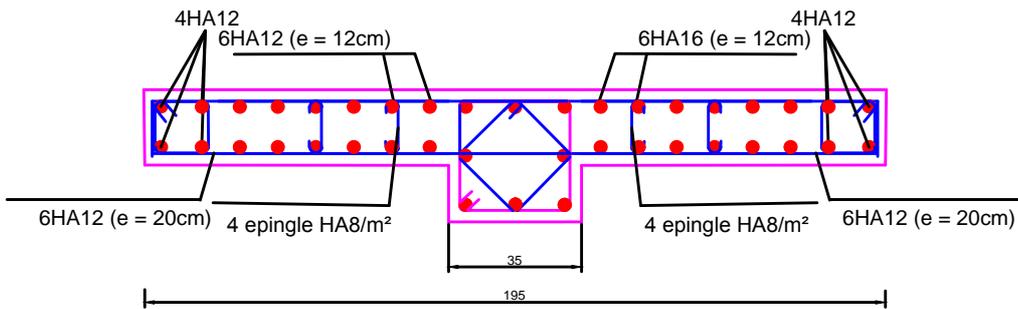
ZONE I



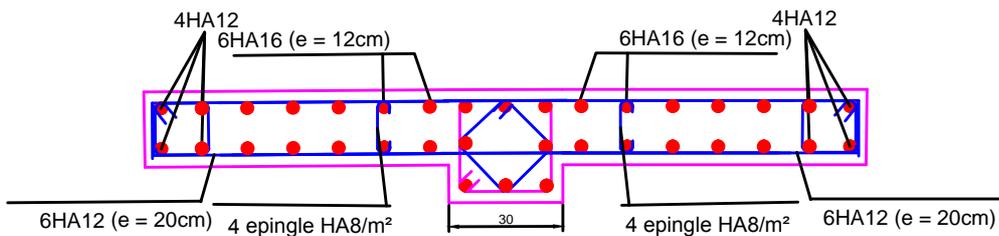
ZONE II



ZONE III



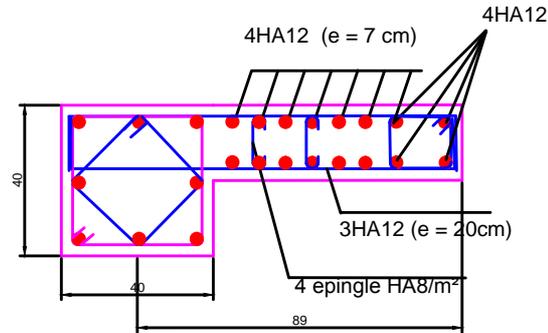
ZONE IV



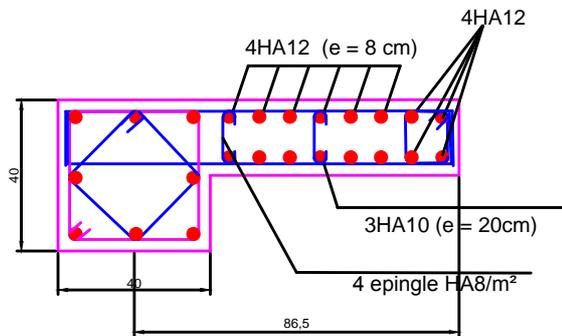
Melle: OUTOUATI Hayat UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI Melle: SMALI Karima DE L'ALGER	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: OUTOUATI Hayat Melle: SMALI Karima Mr : BOUHERAOUA	Plan de ferrailage des voiles

VL1,VL2 ,VL8 ,VL9

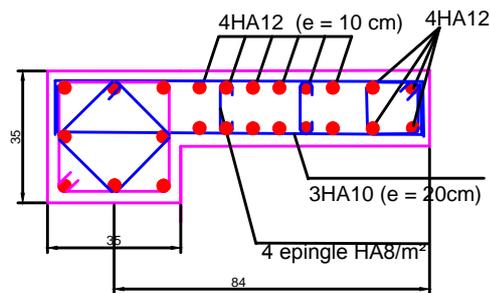
ZONE I



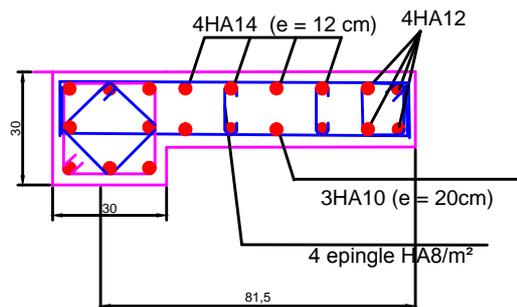
ZONE II



ZONE III



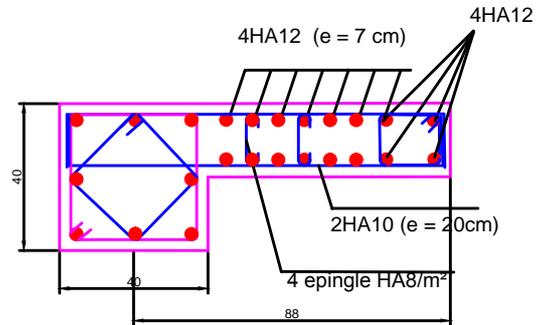
ZONE IV



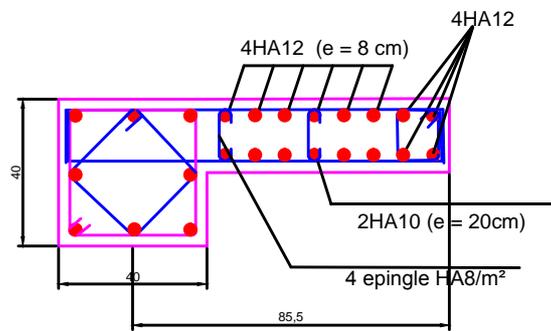
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: OUTOUATI Hayat Melle: SMAILI Karima	Plan de ferrailage des voiles
Mr : BOUHERAOUA	

VT1 et VT4

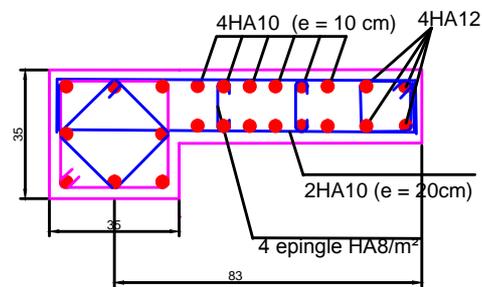
ZONE I



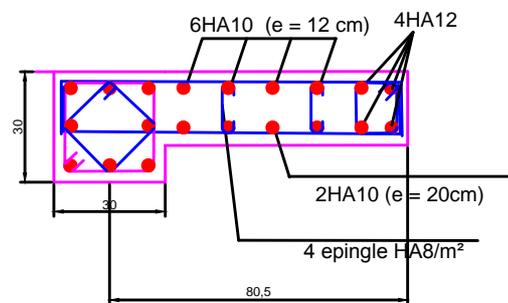
ZONE II



ZONE III

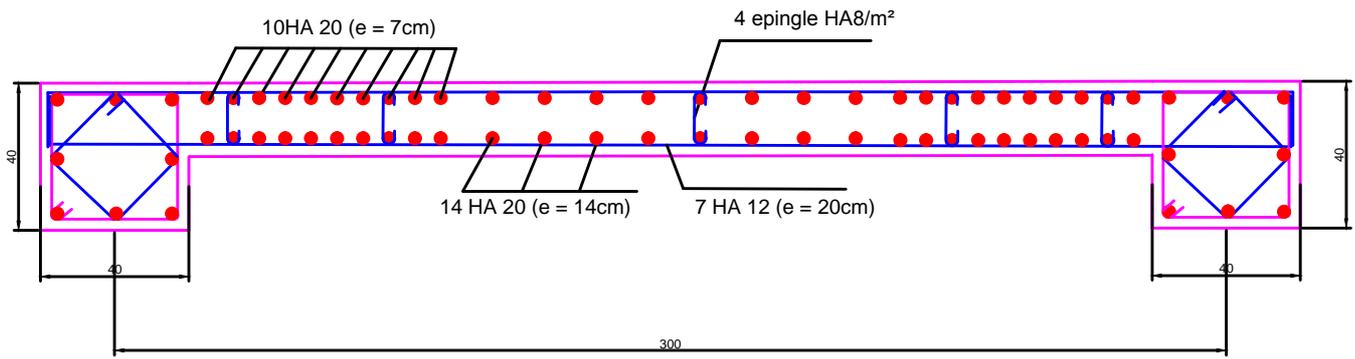


ZONE IV

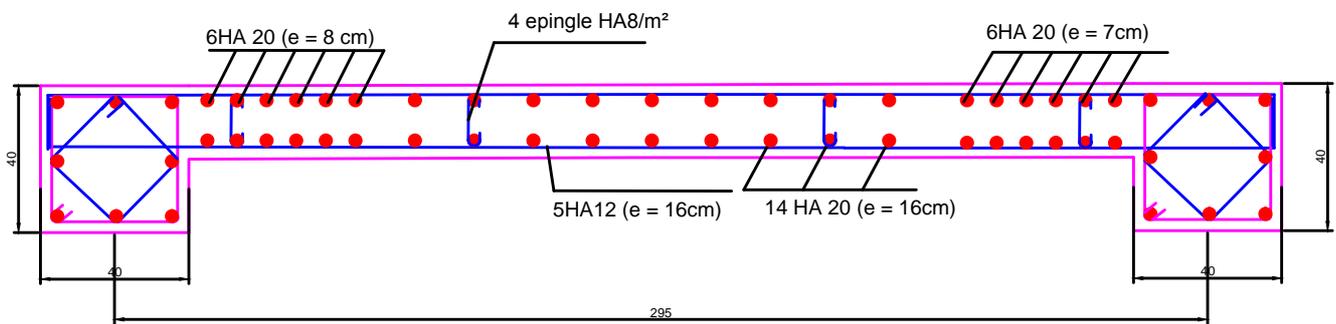


UNIVERSITE MOULOU MAMMERY DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: OUTOUATI Hayat Melle: SMAILI Karima	Plan de ferrailage des voiles
Mr : BOUHERAOUA	

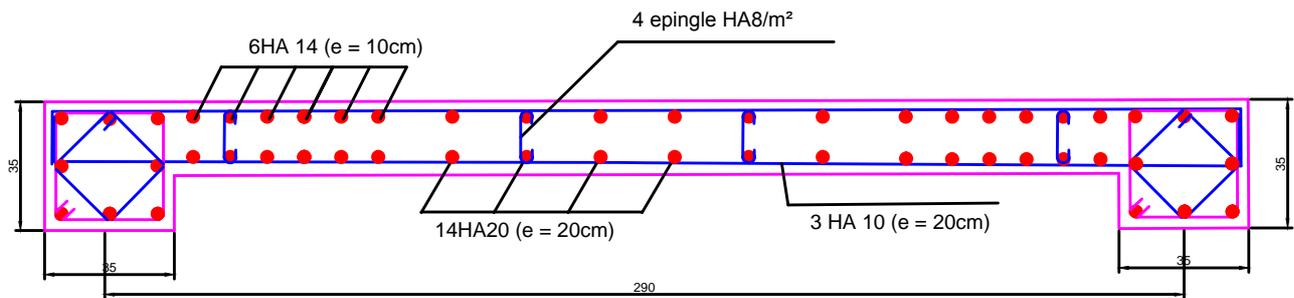
VT1et VT2 ZONE I



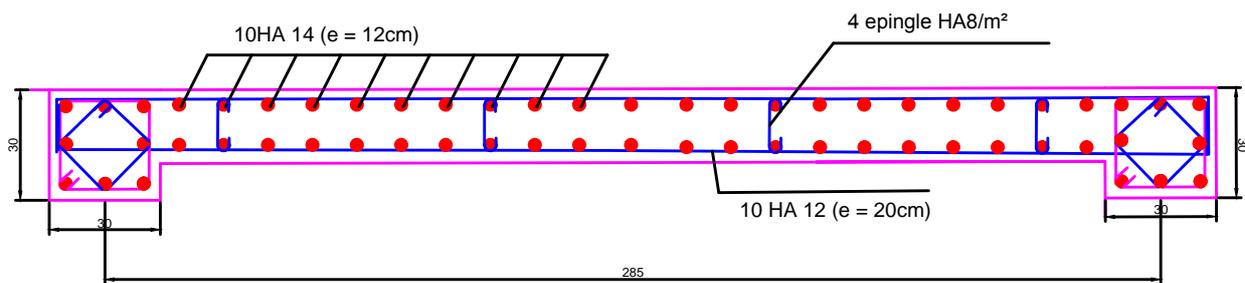
ZONE II



ZONE III



ZONE IV





CHAPITRE VI
Ferraillage de
L'infrastructure

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour rôle de transmettre des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux et puits).

Dans le cas le plus générale un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale : résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

1. Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

2. Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les semelles sur pieux,
- Les semelles sur puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

VI.3 ETUDE DU SOL DE FONDATION

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol}=2,00\text{ bar}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Etant donné la nature du sol d'assise on choisit les fondations superficielles.

VI.4 DIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux de RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

- Largeur de la semelle B.

On a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

$$D'où B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{adm}}}$$

$$\sigma_{adm} = (0.8-0.9)\sigma_{sol}$$

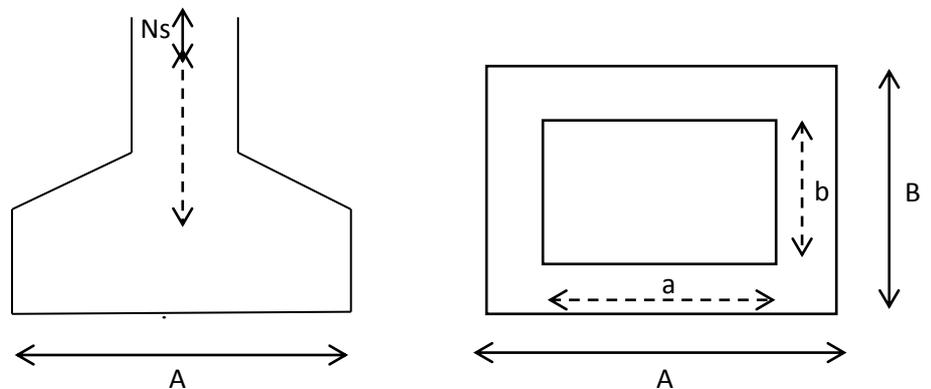


Figure V.1 Semelle isolée.

Exemple :

$$N_{ser} = 1475,20 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}.$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1475,20}{200}} = 2,70 \text{ m.}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.4.1 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS LES VOILES

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{N_s}{\sigma_{adm} \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci – dessous :

Tableau VI.1 Surface des semelles filantes sous les voiles sens x-x

Voile	N _{ser}	L (m)	σ_{adm}	B(m)	S= L XB (m ²)
VL1	854,22	0,89	200	4,27	3,769
VL2	1090,19	0,89	200	5,45	4,850
VL8	299,89	0,89	200	1,50	1,400
VL9	1009,1	0,89	200	5,05	4,500
VL3	1059,15	0,88	200	5,30	4,664
VL4	790,7	0,88	200	3,95	3,480
VL10	552,27	0,88	200	2,80	2,464
VL11	310,63	0,88	200	1,55	13,66
VL5	2454,71	1,00	200	12,273	12,273
VL6	4753,89	1,00	200	23,769	23,769
VL7	989,3	3,00	200	4,946	14,830
Somme					75,99

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_{VL} = 75,99m^2$.

Tableau VI.2 Surface des semelles filantes sous les voiles sens y-y

voile	N _{Ser}	L (m)	σ _{adm}	B(m)	S= L X B (m ²)
VT1	2761,36	4,9	200	13,803	67,65
VT2	2272,18	4,9	200	11,358	55,66
Somme	/	/	/	/	123,33

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_{VT}=123,33 m^2$.

⇒ La surface totale des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_v=199,32m^2$$

VI.4.2 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX

a. Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges $\vec{R}=\sum\vec{N}_i$.
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e=\frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$Si \begin{cases} e < \frac{L}{6} & \text{Répartition trapézoïdale de charge .} \\ e > \frac{L}{6} & \text{Répartition triangulaire de charge.} \end{cases}$$

Avec : $L/6 = 2,8 m$

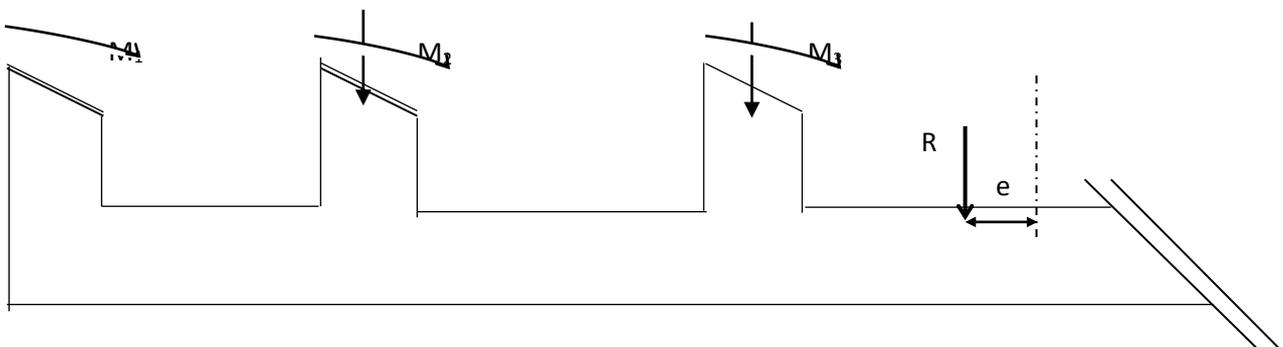


Figure VI.2 Semelles filante sous poteaux

- **Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles**

Tableau VI. 3 *calculs de l'excentricité*

poteau	N=G+Q(KN)	e_i(m)	Nxe_i(KN.m)	M_{inf}= (KN.m)
C2	736,35	5,1	3755,38	0,051
C10	1135,75	-0,2	-227,15	0,05
C18	775,05	-5,1	-3952,75	-0,001
somme	2647,15	/	-424,52	0,091

$e = -1,16 < 1,7 \Rightarrow$ La répartition de charge est trapézoïdale .

$$q_{(l/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2647,15}{10,2} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1,16)}{10,2} \right) = 170,98 \text{ kN/m.}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(l/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{170,98}{200} = 0,855 \text{ m.}$$

On aura donc : $S = 0,855 \times L_y = 8,721 \text{ m}^2$.

Sachant que $L_y = 10,2 \text{ m}$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$.

$$S_p \times 8 = 69,768 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 69,768 + 199,32 = 164,178 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 181,22 \text{ m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{199,32}{181,22} \times 100 = 109\%.$$

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale de la base du bâtiment, pour cela nous optons pour un radier général.

VI.5 ETUDE DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ,
- Facilité le coffrage,
- Rapidité d'exécution.

VI.5.1 PRE DIMENSIONNEMENT DU RADIER

Pour le pré dimensionnement du radier, on a trois conditions à vérifier.

1. Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm.

2. Selon la condition forfaitaire

a. Sous voiles

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \longrightarrow \frac{490}{8} \leq h \leq \frac{490}{5} \Rightarrow 61,25 \leq h \leq 98.$$

h : Épaisseur du radier.

L_{\max} : Portée maximale entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions l'épaisseur du radier doit être supérieur à $h_{\text{radier}} = 65\text{cm}$.

b. Sous poteaux

3. Le tablier

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ Avec un minimum de } 25 \text{ cm.}$$

$$h_d \geq \frac{490}{20} = 0,245\text{m.} ; \text{ On prend } h_d = 25\text{cm.}$$

4. La nervure

Elles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\max}}{10}.$$

$$h_{\text{nerature}} \geq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \Rightarrow h_{\text{nerature}} = 65 \text{ cm}.$$

$$0,4h \leq b_{\text{nerature}} \leq 0,7h \Rightarrow 26 \leq b_{\text{nerature}} \leq 45,5 \text{ on prend } b_{\text{nerature}} = 40 \text{ cm}.$$

5. condition de longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}.$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est

$$\text{rigide s'il vérifié : } L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\text{max}}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}.$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

I : inertie de la section du radier (bonde de 1 m) avec $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.

K : Coefficient de raideur de sol ; $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

E : Module Young pour un chargement de longue durée. $E = 10819 \text{ MPa}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,9\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 1,01 \text{ m}.$$

D'après ces conditions l'épaisseur du radier doit être supérieur à $h_{\text{radier}} = 120 \text{ cm}$.

6. Largeur de la nervure:

$$0,4 h_{\text{radier}} \leq b_{\text{nerature}} \leq 0,7 h_{\text{radier}} \Rightarrow 32 \leq h \leq 56 \text{ on prend } b_{\text{nerature}} = 50 \text{ cm}.$$

7. Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_{\text{nerature}} = 120 \text{ cm} \longrightarrow \text{Hauteur de la nervure.}$$

$$h_d = 65 \text{ cm} \longrightarrow \text{Hauteur de la dalle.}$$

$$b_{\text{nerature}} = 50 \text{ cm} \longrightarrow \text{Largeur de la nervure.}$$

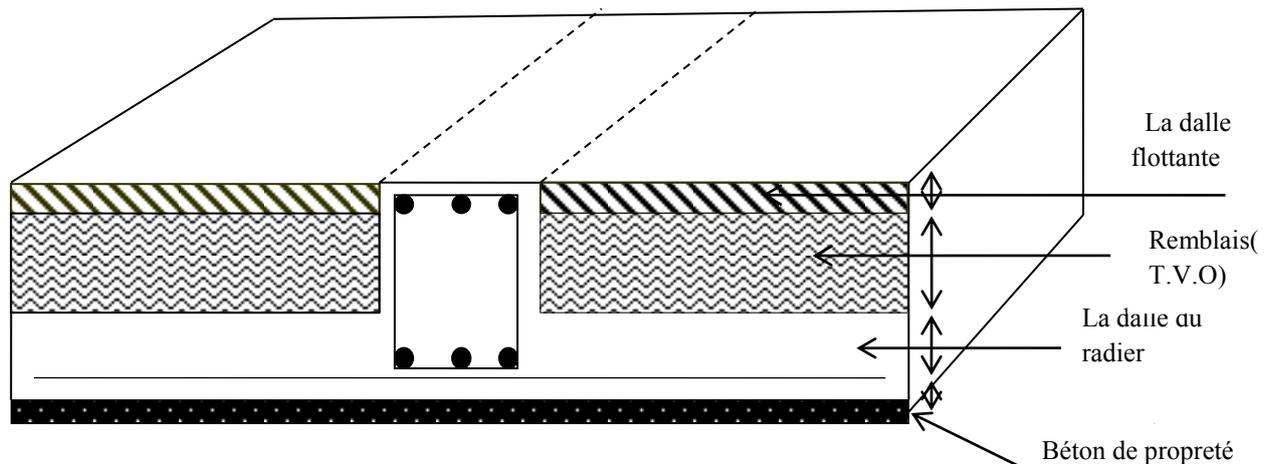


Figure VI.3 La coupe verticale d'un radier général

VI.5.2 DETERMINATION DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER

Pour déterminer cette surface on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitation qui sont obtenus à partir de logiciel ETABS.

a. Poids de la superstructure :

Charges permanentes $G_{bat} = 23823,873 kN$.

Charges d'exploitation $Q_{bat} = 3528,675 kN$.

b. Combinaisons d'actions

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{bat} = 1.35 \times 23823,873 + 1.5 \times 3528,675 = 37455,24 kN \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{bat} = 23823,873 + 3528,675 = 27352,54 kN \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} ELU : \sigma_{nec}^{elu} = \frac{N_U}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{37455,24}{1.33 \times 200} = 140,80 m^2 \\ ELS : \sigma_{nec}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{27352,54}{200} = 136,76 m^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{ner} = \max(140,80 ; 136,76) = 140,80 m^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment S_{st} est supérieure à la surface nécessaire du radier ($S_{st} = 214,54m^2 \geq S_{rad} = 140,80m^2$), dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_{nervure}}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\right) = 0.60m.$$

On ajoute au radier un débord de $L_{déb} = 60 \text{ cm}$ dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{st} + S_{déb} = 214,54 + (21,5 + 0.6 \times 2) \times (10,2 + 0.6 \times 2) = 530,34 \text{ m}^2.$$

VI.5.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS A LA BASE DU RADIER**1. Poids total du radier**

Poids_{radier} = poids du tablier + poids des nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

$$* \text{Poids du tablier} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 530,34 \times 0.65 \times 25 = 8618,02kN.$$

$$* \text{Poids des nervures} \begin{cases} = b_{nerv} \times (h_{nerv} - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ = [0.5 \times (1,2 - 0,65) \times 21,5 \times 8] + [0.5 \times (1,2 - 0,65) \times 10,2 \times 3] \times 25 = 1394,93kN \end{cases}$$

$$* \text{Poids de (T.V.O)} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_d - ep) \times \rho_{vo} = (530,34 - 111,6) \times (1,2 - 0,65 - 0,15) \times 17 = 2847,43kN.$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = \frac{1394,93}{25 \times 0,5} = 111,60m^2.$$

$$* \text{Poids de la dalle flottante} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_b = (530,34 - 111,60) \times 0,15 \times 25 = 1570,27kN.$$

$$\Rightarrow \text{Poids}_{radier} = G_{radier} = 8618,02 + 1394,93 + 2847,43 + 1570,27 = 14430,65kN.$$

➤ Surcharge d'exploitation**1. Surcharge du bâtiment**

$$Q_{bat} = 3528,675kN.$$

2. Surcharge du radier

$$Q_{rad} = 2.5 \times 530,34 = 1325,85kN.$$

3. Poids total de la structure

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bat} = 14430,65 + 23823,873 = 38254,52kN$$

$$Q_{tot} = Q_{radiertot} + Q_{bat} = 1325,85 + 3528,67 = 4854,25kN.$$

▪ **Combinaison d'action :**

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot} = 1.35 \times 38254,52 + 1.5 \times 4854,25 = 58924,97kN \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 38254,52 + 4854,25 = 43108,77kN \end{cases}$$

VI.5.4 CALCUL DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER

1. Centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 10,488m; Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5,349m.$$

Avec

Si : Aire du panneau considéré.

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

2. Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \sum (I_{xi} + S_i (Y_i - Y_G)^2) = 8447,61m^4.$$

$$I_{yy} = \sum (I_{yi} + S_i (X_i - X_G)^2) = 1901,33m^4.$$

VI.5.5 VERIFICATIONS

1. Vérification de contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4MPa \right\} = 2,5MPa.$$

On doit vérifier :

$$\text{Avec : } b=100cm; d=0.9h_d=0.9 \times 65=58,5cm.$$

$$T_u^{\max} = \frac{q \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{47650,28 \times 1.00}{240,8} \times \frac{4.90}{2} = 272,21kN.$$

$$\tau_u = \frac{272,21 \times 10^3}{1000 \times 585} = 0,828MPa.$$

$$\tau_u = 0,46MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \rightarrow \text{condition vérifiée..}$$

2. Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal «**N**» dû aux charges verticales.
- Moment sismique «**M**» rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \times h.$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}.$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m^u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}.$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m^s = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V.$$

Tel que V : distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 58924,97 \text{ kN}.$$

$$N_s = 43108,77 \text{ kN}.$$

➤ Sens longitudinal

$$M_x = 1734,8306 + 24529,608 \times 1,2 = 31170,35 \text{ kN.m}.$$

❖ A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{58924,97}{530,34} + \frac{31170,35}{1901,33} \times 10,488 = 283,03 \text{ kN/m}^2.$$

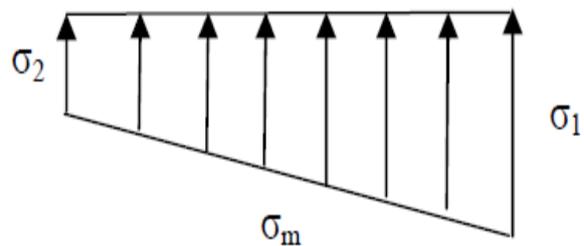


Figure VI.4 Diagramme des contraintes.

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{58924,97}{530,34} - \frac{31170,35}{1901,33} \times 10,488 = -60,83 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m^u = \frac{3 \times 283,03 - 60,83}{4} = 197,06 \text{ kN/m}^2 \leq 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **A P'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{43108,77}{530,34} + \frac{31170,35}{1901,33} \times 10,488 = 253,22 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{43108,77}{530,34} - \frac{31170,35}{1901,33} \times 10,488 = -90,65 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m^s = \frac{3 \times 253,22 - 90,65}{4} = 167,25 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal**

$$M_y = 1637,11 + 23823,87 \times 1,2 = 30225,7 \text{ kN.m.}$$

❖ **A P'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{58924,97}{530,34} + \frac{30225,7}{1901,33} \times 5,349 = 196,13 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{58924,97}{530,34} - \frac{30225,7}{1901,33} \times 5,349 = 26,06 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m^u = \frac{3 \times 196,13 + 26,06}{4} = 149,11 \text{ kN/m}^2 \leq 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **A P'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{43108,77}{530,34} + \frac{30225,7}{1901,33} \times 5,349 = 166,17 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{43108,77}{530,34} - \frac{30225,7}{1901,33} \times 5,349 = -3,60 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m^s = \frac{3 \times 166,17 - 3,60}{4} = 123,72 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérification au poinçonnement (BAEL91 Art A.5.2.42)

Dans le cas des surfaces large, cas du radier, il ya un risque de poinçonnement du poteau et des voiles sur cette dalle qui a lieu de vérifier

$$\frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile tiré à partir du logiciel ETABS

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a' : Epaisseur du voile ou du poteau.

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

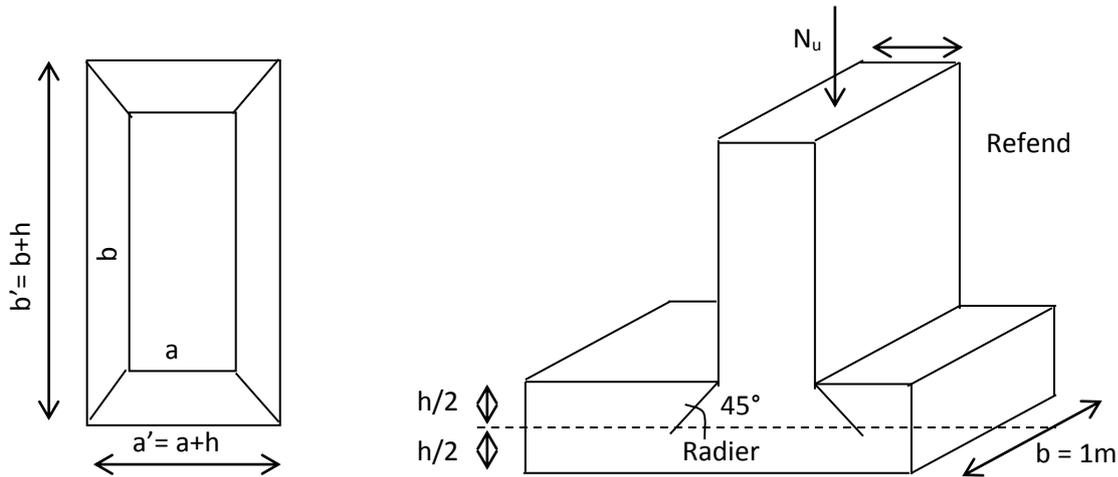


Figure VI.5 Périmètre utile des voiles et des poteaux.

■ **Calcul du périmètre utile μ_c**

Poteaux : $\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.40 + 0.40 + 2 \times 1,2) = 6,4m.$

Voile : $\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.2 + 1 + 2 \times 1,2) = 7,2m.$

■ **Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1583,1kN \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 8960kN \dots \text{Condition vérifiée.}$$

■ **Vérification pour les Voile**

$$N_u = 6513,47kN \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 15120kN \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6 FERRAILLAGE DE LA DALLE

La dalle sera considérée comme un ensemble de dalle continue, Soumis à un chargement uniforme encastré sur quatre cotés nous distinguons deux cas.

■ **1^{er} Cas**

Si : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0.$$

▪ **2^{eme} Cas**

Si : $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y).$$

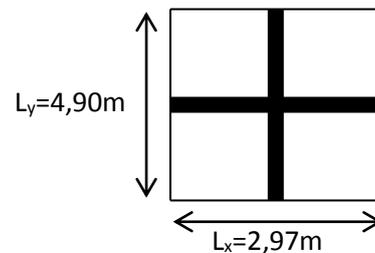
Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a. Identification du panneau le plus sollicité

$$L_x = 2,97 \text{ m} \quad L_y = 4,9 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,97}{4,9} = 0,6.$$



$0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne maximale.

σ_m^u et σ_m^s : Contrainte moyenne déjà calculé

❖ **A P'ELU**

$$\sigma_m^{\max} = \max(197,06, 149,11) = 197,06 \text{ kN/m}^2.$$

$$G_{rad} = 8241,17 \text{ kN}$$

$$Q_{rad} = 1225,77 \text{ kN}$$

$$N_{Urad} = 1,35 G_{rad} + 1,5 Q_{rad} = 1,35 \times 8241,17 + 1,5 \times 1225,77 = 12964,23 \text{ kN}.$$

$$q_u = \sigma_m^u - \frac{N_{Urad}}{S_{rad}} = 197,06 - \frac{12964,23}{530,34} = 172,61 \text{ kN/m}^2.$$

❖ A P'ELS

$$\sigma_m^{\max} = \max(197,06, 149,11) = 197,06 \text{ kN/m}^2.$$

$$G_{rad} = 8241,17 \text{ kN}$$

$$Q_{rad} = 1225,77 \text{ kN}$$

$$N_{S_{rad}} = G_{rad} + Q_{rad} = 8241,17 + 1225,77 = 9466,94 \text{ kN}.$$

$$q_s = \sigma_m^s \frac{N_{S_{rad}}}{S_{rad}} = 167,27 \frac{9466,94}{530,34} = 149,41 \text{ kN/m}^2.$$

b. Calcul des armatures à l'ELU

$$v = 0 \quad \rho = 0.6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

▪ **Evaluation des moments M_x , M_y**

$$M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0812 \times 172,61 \times 2,97^2 = 123,63 \text{ kN.m}.$$

$$M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = 0.305 \times 123,63 = 37.70 \text{ kN.m}.$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques par les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : Pour les moments en travées,

0.5 : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.3 : Pour les moments sur appuis de rive.

▪ **Moments sur appuis intermédiaire**

$$M_{ax} = 0,5 \times 123,63 = 61,81 \text{ kN.m}.$$

$$M_{ay} = 0,5 \times 37,7 = 18,85 \text{ kN.m}.$$

▪ **Moments sur appuis de rive**

$$M_{ax} = 0,3 \times 123,63 = 37,08 \text{ kN.m}.$$

$$M_{ay} = 0,3 \times 37,7 = 11,31 \text{ kN.m}.$$

▪ **Moments en travée**

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0.85 \times 123,63 = 105,08 \text{ kN.m} \\ M_{t_y} = 0.85 \times 37,7 = 32,04 \text{ kN.m} \end{cases}$$

c. Ferrailage longitudinal suivant x-x

1. Sur appuis

$$\mu_x = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37,08 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14.2} = 0.006 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.006 \Rightarrow \beta = 0.997$.

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37,08 \times 10^2}{0.997 \times 63 \times 34.8} = 1,696 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA16 = 10,05 cm² / ml avec un espacement de 20 cm.

2. En travée

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{105,08 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.999$ (Interpolation).

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{105,08 \times 10^2}{0.999 \times 63 \times 34.8} = 4,79 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA 14 = 7,69 cm² / ml avec un espacement de 20cm.

d. Ferrailage longitudinal suivant y-y

1. Sur appuis

$$\mu_y = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,31 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14.2} = 0.002 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Du tableau : $\mu_y = 0.002 \Rightarrow \beta = 0.999$.

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,31 \times 10^2}{0.999 \times 63 \times 34.8} = 0,51 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5 HA14 = 7,69 cm² / ml. avec un espacement de 20 cm.

2. En travée

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32,04 \times 10^3}{100 \times 63^2 \times 14.2} = 0.005 < 0.392 \Rightarrow SSA.$$

Du tableau : $\mu_y = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.996$.

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32,04 \times 10^2}{0.996 \times 63 \times 34.8} = 1,46 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA14 = 7,69 cm² / ml avec un espacement de 20cm.

3. Vérification a l'ELU

e. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

ω_0 : Taux d'aciers minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 65 \times \left(\frac{3 - 0.6}{2} \right) = 6,24 \text{ cm}^2.$$

▪ Sens xx

$$A_u^a = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,24 \text{ cm}^2.$$

$$A_u^i = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,24 \text{ cm}^2.$$

▪ Sens yy

$$A_u^a = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,24 \text{ cm}^2.$$

$$A_u^i = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,24 \text{ cm}^2.$$

f. Vérification des espacements : (RPA art 8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

▪ Sens xx

$$S_t \leq \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \{ 3 \times 65, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}..$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition.}$$

- Sens yy

$$S_t \leq \min\{3h, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \{3 \times 65,33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}..$$

$$S_t = 17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}.....\text{Condition.}$$

g. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u.$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{172,61 \times 4,9}{2} = 422,89 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{422,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,23} = 1,83 \text{ MPa}..$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,15}{1,5} f_{cj}; 4 \text{ MPa}\right\} = \min\{2,5; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

h. Vérifications à l'ELS

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

$$v = 0,2 \quad \text{et} \quad \rho = 0,6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0861 \\ \mu_y = 0,476 \end{cases}$$

i. Evaluation des moments M_x , M_y

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0861 \times 149,41 \times 2,97^2 = 113,47 \text{ kN.m}.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,476 \times 113,47 = 54,01 \text{ kN.m}.$$

- Sens xx

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moments sur appuis à } M_{ax} = 0,5 \times 113,47 = 56,73 \text{ kN.m} \\ \text{Moments en travée à } M_{tx} = 0,85 \times 113,47 = 96,44 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

▪ Sens yy

Moments sur appuis à $M_{a,y} = 0.5 \times 54,01 = 27 \text{ kN.m}$
 Moments en travée à $M_{t,y} = 0.85 \times 27 = 22,95 \text{ kN.m}$

j. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 10,05}{100 \times 23} = 0.439.$$

$$\rho_1 = 0.439 \Rightarrow \beta_1 = 0.899 \text{ et } \alpha_1 = 0.303 \Rightarrow K = 34,5.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^s}{\beta_1 \times d \times A_{tx}} = \frac{96,44 \times 10^{-3}}{0,899 \times 0.63 \times 10,05 \times 10^{-4}} = 169,43 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{169,43}{34,5} = 4,91 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

k. Vérification de la contrainte dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier est donné dans le tableau ci-dessous :

	Sens XX	Sens YY
En appuis	5HA16/ml	5HA14/ml
En travée	5HA14/ml	5HA14/ml

VI.7 FERRAILLAGE DE DEBORD

Le débord doit être calculé comme une console encastree au niveau du radier, du moment qu'il est moins charger par rapport a la dalle et la nervure donc nous n'avons qu'a prolonger les armatures du panneau au débord.

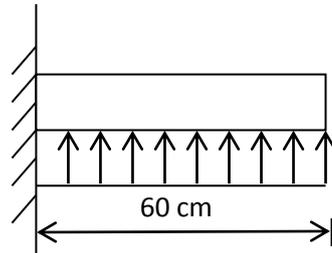


Figure VI.6 : Schéma statique du débord.

$$A \text{ P'ELU} : M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-172,61 \times 0,6^2}{2} = -31,06 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ P'ELS} : M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-149,41 \times 0,6^2}{2} = -26,89 \text{ KN.m}$$

a. Calcul des armatures

▪ Armatures principales

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 58 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31,06 \times 10^3}{100 \times 58^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_r = 0,392.$$

$$\mu_u = 0,006 \Rightarrow \beta_u = 0,997.$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,06 \times 10^3}{0,997 \times 58 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit : } A_u = 5\text{HA}14/\text{ml} = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}12/\text{ml} = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } St=20\text{cm}.$$

b. Vérification à l'ELU**▪ Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 58 \times 2,1}{400} = 7,00 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,00 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : $5\text{HA}14/\text{ml} = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

c. Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{31,06}{26,89} = 1,15.$$

$$\mu_u = 0,006 \Rightarrow \alpha = 0,0075.$$

$$\alpha = 0,0075 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VI.8 FERRAILLAGE DE LA NERVURE

Afin de trouver les efforts internes dans les nervures pour cela nous avons utilisé le logiciel ETABS en modélisant le radier général avec toutes les caractéristiques géométriques et les données notamment les chargements q_u et q_s .

VI.8.1 DETERMINATION DES EFFORTS ET CALCUL DES ARMATURES

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 120 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$\text{ELU: } q_u = 172,61 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = 149,41 \text{ kN/ml.}$$

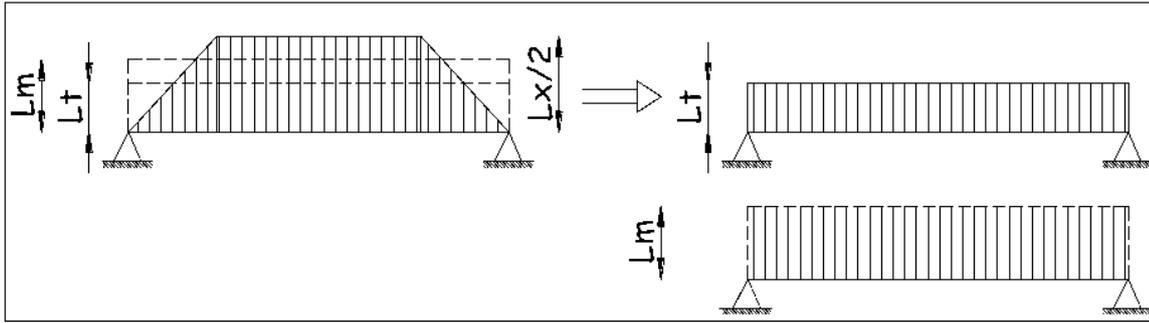


Figure VI.5 *Présentation des chargements simplifiés.*

Après analyse du logiciel nous avons tiré les résultats suivants.

$$\text{Effort tranchant: } L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Moment flechissant: } L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots\dots (2)$$

▪ **Sens X-X**

$$L_t = 2,97 (0,5 - 0,60/4) = 1,03 \text{ m.}$$

$$L_m = 2,97 (0,5 - 0,60^2/6) = 1,3 \text{ m.}$$

▪ **Sens Y-Y**

$$= 4,9 (0,5 - 0,60/4) = 1,71 \text{ m.}$$

$$L_m = 4,9 (0,5 - 0,60^2/6) = 2,15 \text{ m.}$$

a. Détermination des chargements

$$\text{ELU : } q_u = 172,61 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_s = 149,41 \text{ KN/m.}$$

▪ **Sens XX**

➤ **Pour les moments**

$$Q_u = 172,61 \times 1,3 \times 2 = 448,78 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = 149,41 \times 1,3 \times 2 = 388,46 \text{ KN/m.}$$

➤ **Pour l'effort tranchant**

$$Q_u = 172,61 \times 1,03 \times 2 = 355,57 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = 149,41 \times 1,03 \times 2 = 307,78 \text{ KN/m.}$$

▪ Sens YY

➤ Pour les moments

$$Q_u = 172,61 \times 2,15 \times 2 = 742,22 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = 149,41 \times 2,15 \times 2 = 642,46 \text{ KN/m.}$$

➤ Pour l'effort tranchant

$$Q_u = 172,61 \times 1,71 \times 2 = 590,32 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = 149,41 \times 1,71 \times 2 = 510,98 \text{ KN/m.}$$

b. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel Etabs

a. Sens longitudinal (x-x).

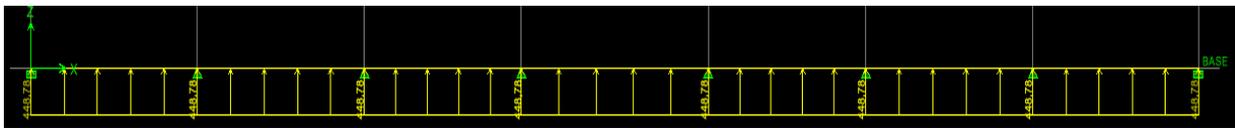


Figure VI.6 schéma statique de chargement de la nervure a l'ELU.



Figure VI.7 schéma statique de chargement de la nervure a l'ELS.

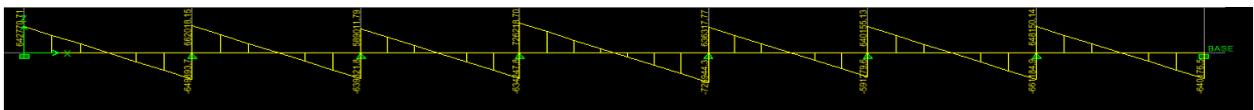


Figure VI.8 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

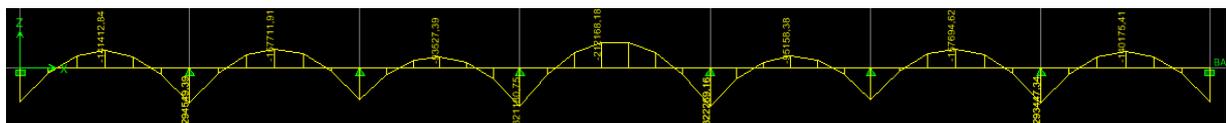


Figure VI.9 Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

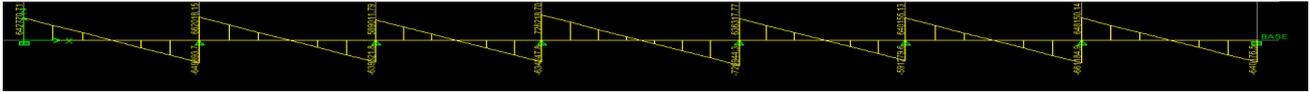


Figure VI.10 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

b. Sens transversal (y-y).

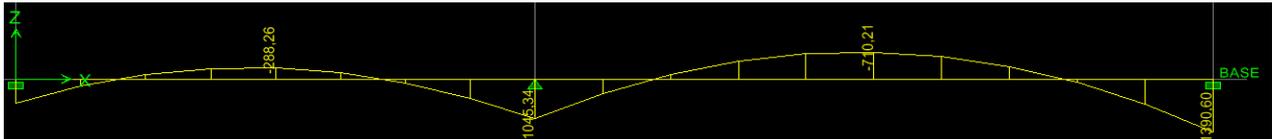


Figure VI.11 schéma statique de chargement de la nervure à l'ELU.

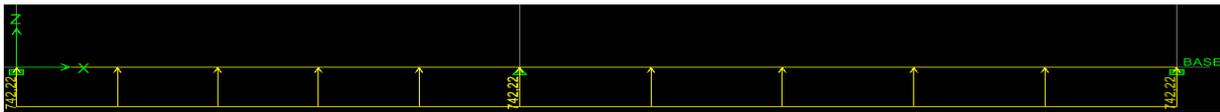


Figure VI.12 schéma statique de chargement de la nervure à l'ELS.



Figure VI.13 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.



Figure VI.14 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

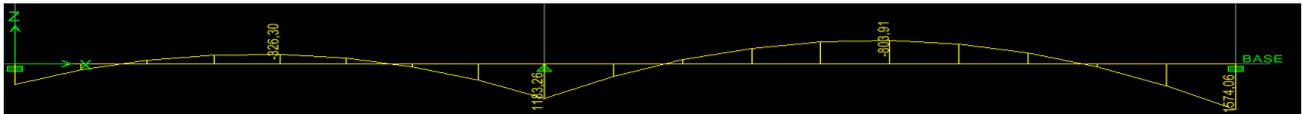


Figure VI.15 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens Longitudinal xx	M_a (KN .m)	551,88	384,71
	M_t (KN .m)	289,06	201,50
	T (KN)	731,55	511,99
Sens Transversal yy	M_a (KN .m)	1032,17	940,57
	M_t (KN .m)	659,73	611,55
	T (KN)	1209,42	947,61

Tableau V I.4 sollicitation dans les nervures.

1. Les armatures longitudinales

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

○ Calcul des armatures

▪ Sens longitudinal X-X

$$M_t^{\max} = 263,92 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = 359,87 \text{ KN.m.}$$

$$b = 50 \text{ cm; } h = 120 \text{ cm; } d = 115 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

➤ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{359,87 \times 10^3}{50 \times 115^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981.$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}20 + 5\text{HA}16 = 25,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{263,92 \times 10^3}{50 \times 115^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_1 = 0,392.$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986.$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{263,92 \times 10^3}{0,986 \times 115 \times 348} = 6,68 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA20+2HA16= 19,72 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm.

▪ **Sens transversal Y-Y**

$$M_t^{\max} = 803,91 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = 968,75 \text{ KN.m.}$$

b = 50 cm, h = 120 cm, d = 115 cm , f_{bc} = 14,2 MPa , σ_{st} = 348 MPa.

➤ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{968,75 \times 10^3}{50 \times 115^2 \times 14,2} = 0,102 < \mu_1 = 0,392.$$

$$\mu_u = 0,102 \rightarrow \beta = 0,946.$$

La section est simplement armée(SSA).

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{968,75 \times 10^3}{0,946 \times 115 \times 348} = 25,58 \text{ cm}^2.$$

Soit : 9HA20= 28,27 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm .

➤ **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{803,91 \times 10^3}{50 \times 115^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_1 = 0,392.$$

La section est simplement armée (SSA)..

$$\mu_u = 0,08 \rightarrow \beta = 0,958.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{803,91 \times 10^3}{0,958 \times 115 \times 348} = 20,96 \text{ cm}^2.$$

Soit : $6\text{HA}16 + 6\text{HA}14 = 21,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Les résultats des ferraillements sont résumés dans les tableaux qui suivent :

		M_u	μ	Obs	β	A_s	$A_{\text{adopté}}$
Sens X-X	Appui	359,87	0,038	SSA	0,981	25,75	5HA20+5HA16
	travée	263,92	0,028	SSA	0,986	19,72	5HA20+2HA16
Sens Y-Y	Appui	968,75	0,016	SSA	0,909	28,27	9HA20
	travée	803,91	0,08	SSA	0,958	21,29	5HA20+2HA16

Tableau I.6 ferraillement des nervures .

VI.8.2 VERIFICATION A L'ELU

a. Condition de non fragilité

$$f_{t28} = 0,6 + 0,006f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 115 \times \frac{2,1}{400} = 6,94 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_x^a = 25,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^a = 19,72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_x^t = 25,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_y^t = 21,29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

b. Vérification de l'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\text{Sens XX} : \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{651,00 \times 10^3}{500 \times 1150} = 2,1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens YY} : \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1301,75 \times 10^3}{500 \times 1150} = 2,26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Armatures transversales

▪ Diamètre

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

▪ Espacement des armatures

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{120}{4}; 12 \times 2\right) = 24 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

d. La quantité d'armatures transversales

En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,25 \text{ cm}^2$.

En zone courante : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 3 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_t = 6 \text{ HA}8 \text{ cm}^2$ (02 cadres).

e. Armatures de peau (BAEL, Art 4.5.34)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire Soit donc 4HA12 avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$.

VI.8.3 VERIFICATION A L'ELS

a. Vérification de la contrainte dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

▪ Sens longitudinal

➤ En appui

$$\rho = \frac{M_u}{M_s} = \frac{359,87}{294,55} = 1,227.$$

$$\mu = 0,001 \rightarrow \alpha = 0,45 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée

$$\rho = \frac{M_u}{M_s} = \frac{263,92}{212,17} = 1,24.$$

$$\mu = 0,01 \rightarrow \alpha = 0,045 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Sens transversal

➤ En appui

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1032,17}{940,57} = 1,097$$

$$\mu = 0,114 \rightarrow \alpha = 0,1517 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,2895 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{659,73}{611,55} = 1,097.$$

$$\mu = 0,074 \rightarrow \alpha = 0,0962 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,2895 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

- Après avoir dimensionné et calculé la section d'armatures nécessaires pour les différents éléments de la structure nous passerons aux plans d'exécution.

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

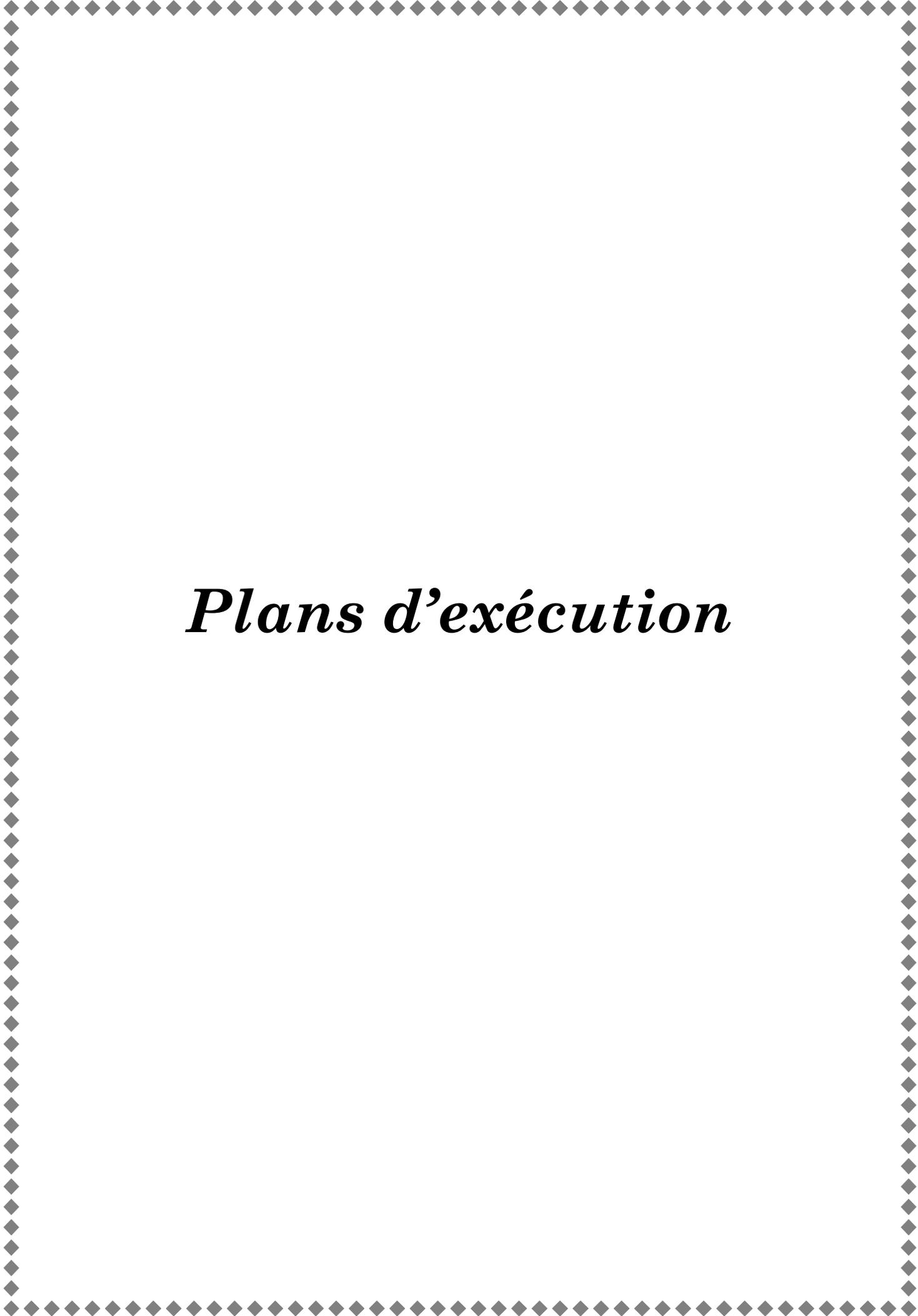
D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

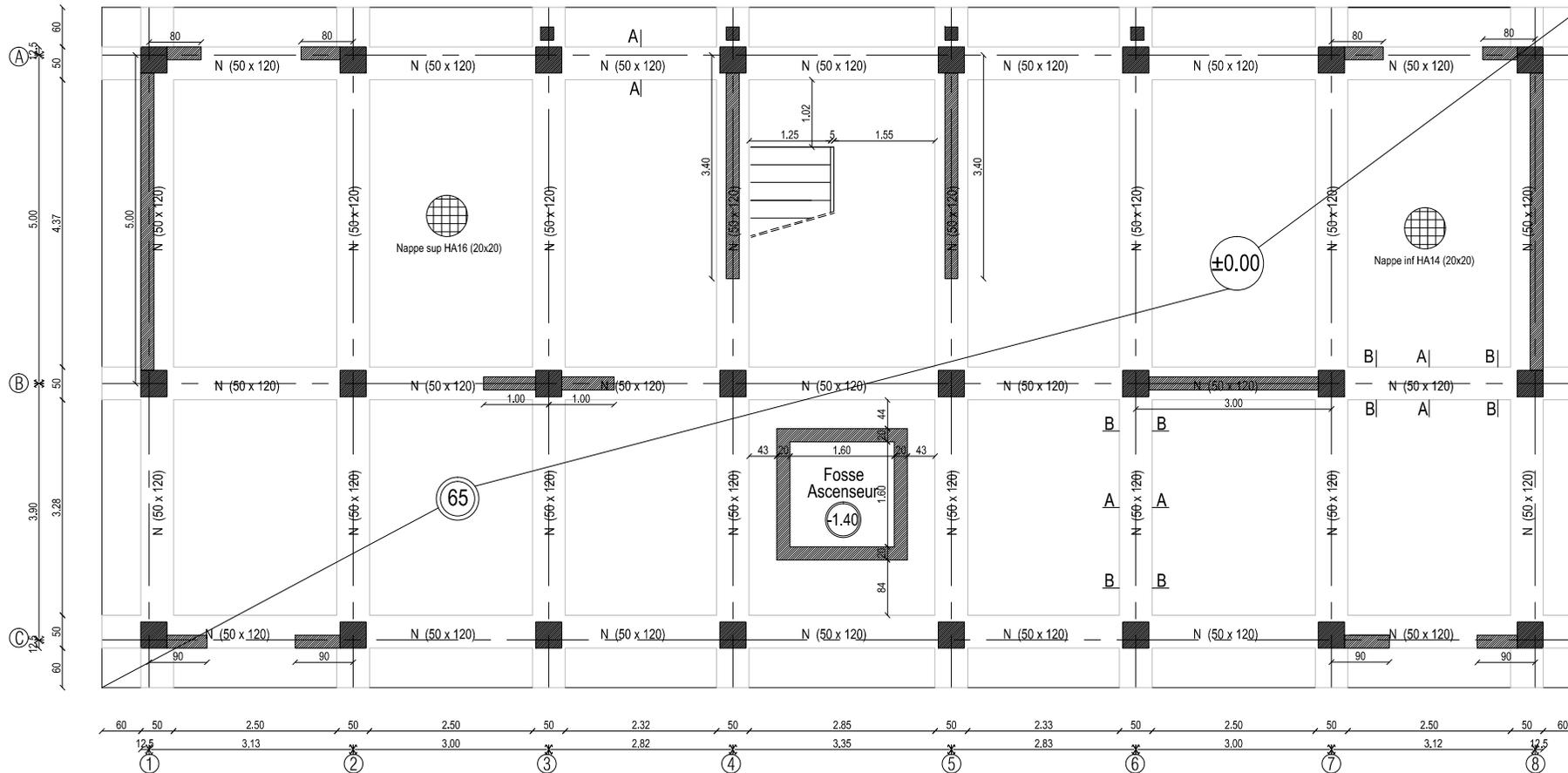
Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

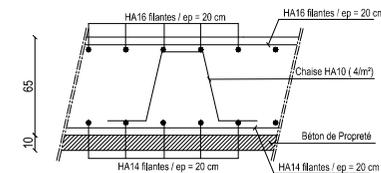
- *Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- *Règles BAEL91 modifié 99*
- *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- *Cours et TD des années de spécialité.*
- *Thèses de l'université Mouloud MAMERI.*



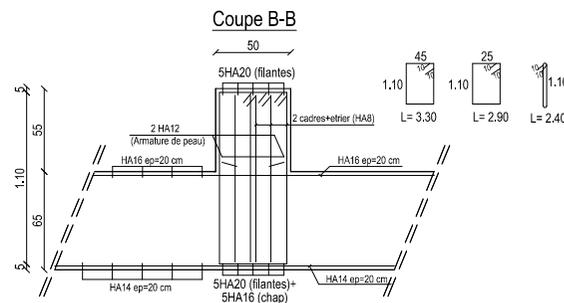
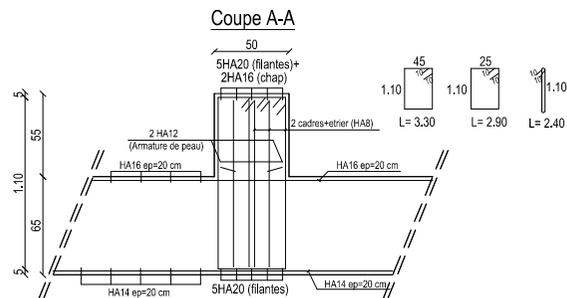
Plans d'exécution



COFFRAGE FONDATION Niv (±0.00)



COUPE-TYPE SUR RADIER



Étudié par
Melle: OUTOUATI Hayat
Melle: SMAILI Karima

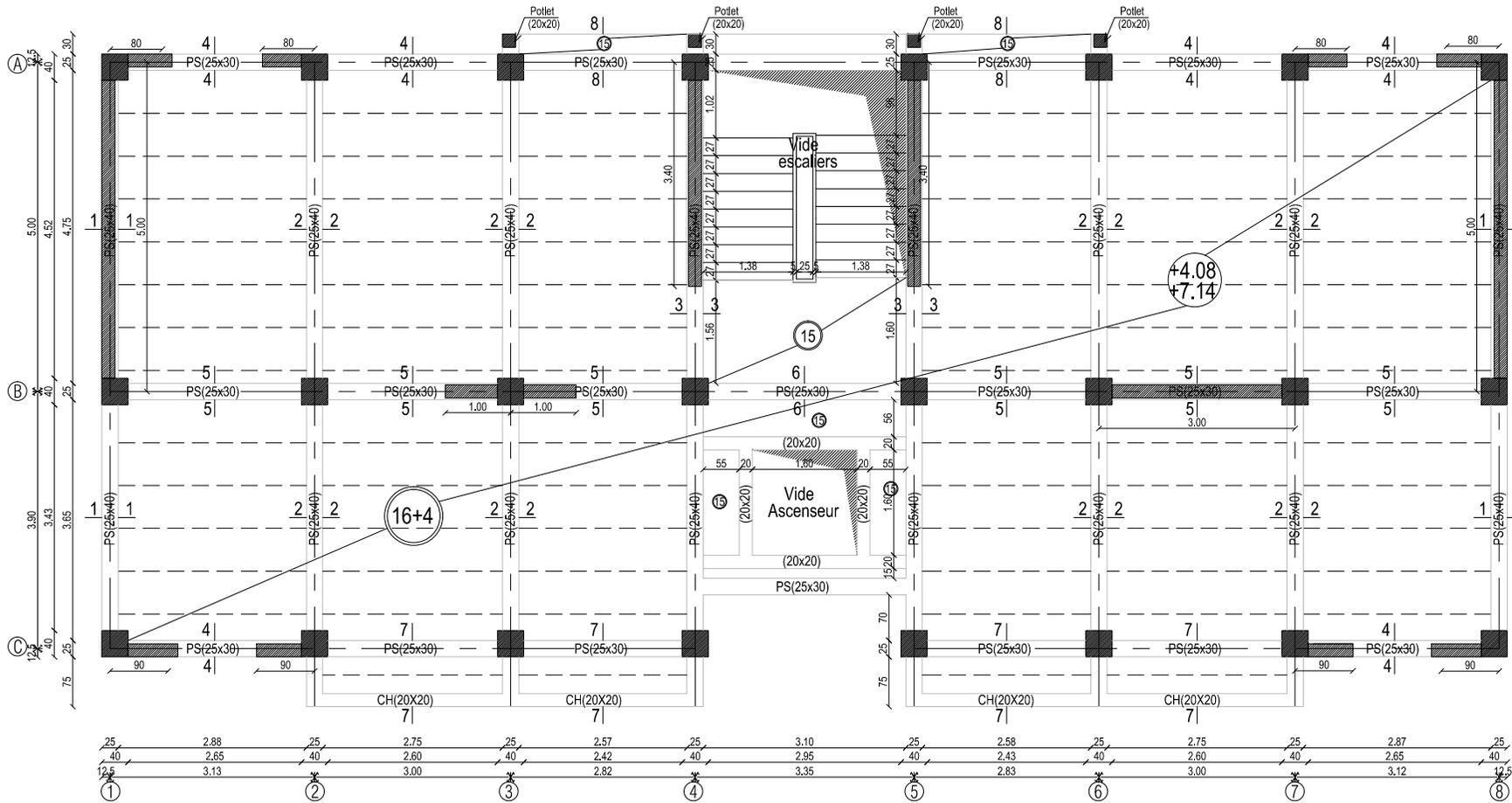
République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de T.O
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

COFFRAGE & FERRAILLAGE FONDATION

Dirigé par

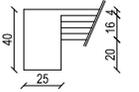
Mr BOUHERAOUA

Septembre 2017

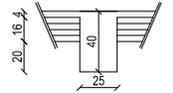


COFFRAGE PLANCHER Niv (+4.08) & (+7.14)

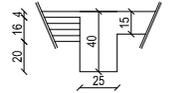
COUPE 1-1



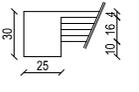
COUPE 2-2



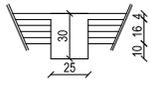
COUPE 3-3



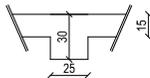
COUPE 4-4



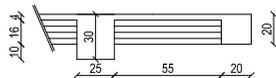
COUPE 5-5



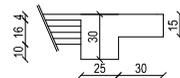
COUPE 6-6



COUPE 7-7



COUPE 8-8



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par

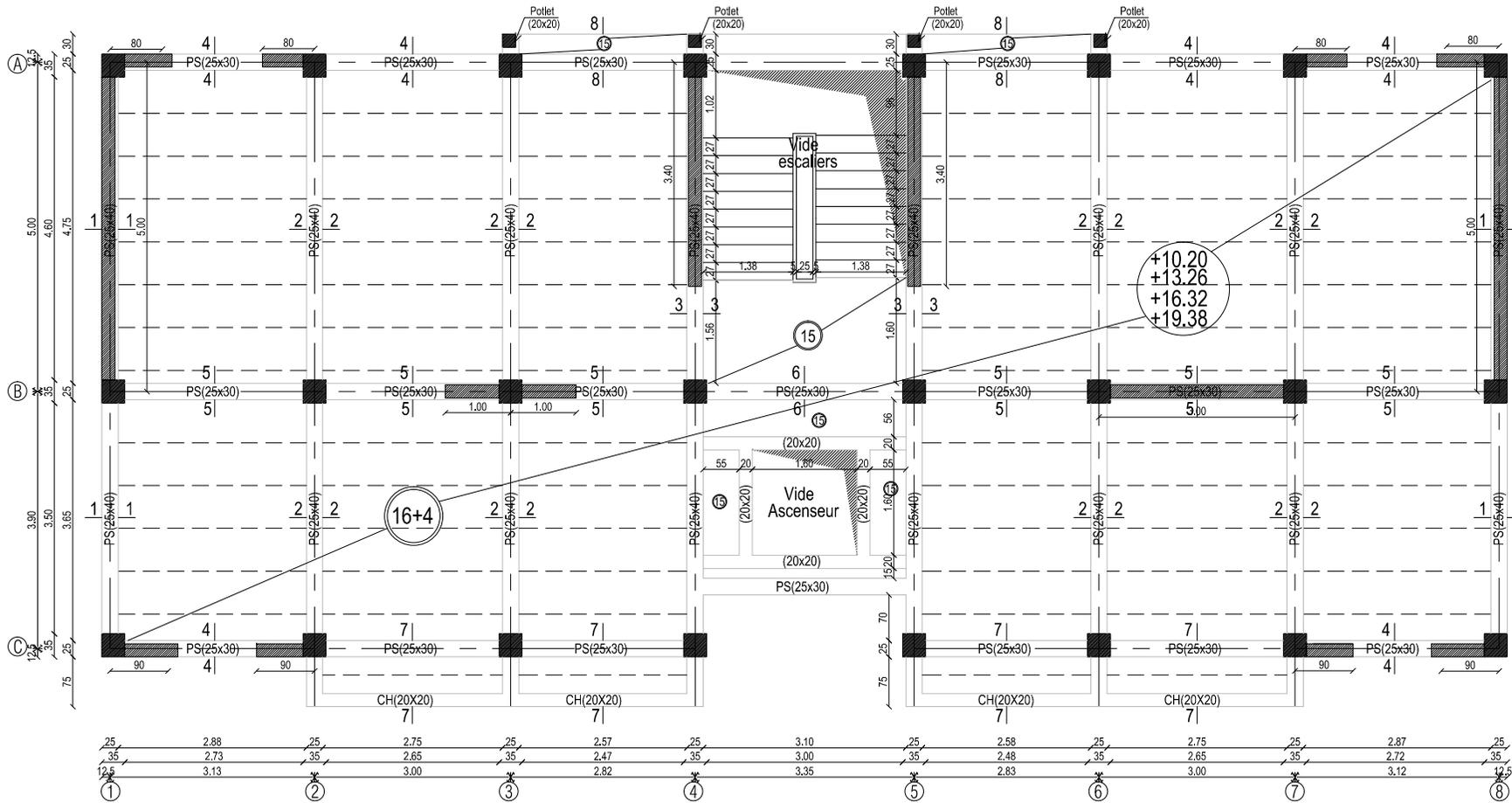
Melle: OUTOUATI Hayat
 Melle: SMAILI Karima

COFFRAGE PLANCHER Niv (+4.08) & (+7.14)

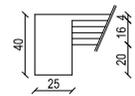
Dirigé par

Mr BOUHERAOUA

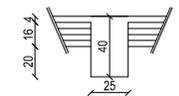
Septembre 2017



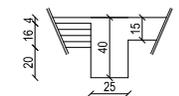
COUPE 1-1



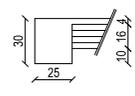
COUPE 2-2



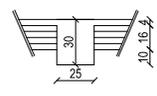
COUPE 3-3



COUPE 4-4

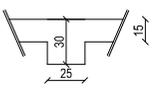


COUPE 5-5

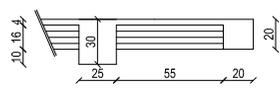


COFFRAGE PLANCHER Niv (+10.20)& (+13.26)&(+16.32)&(+19.38)

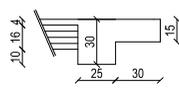
COUPE 6-6



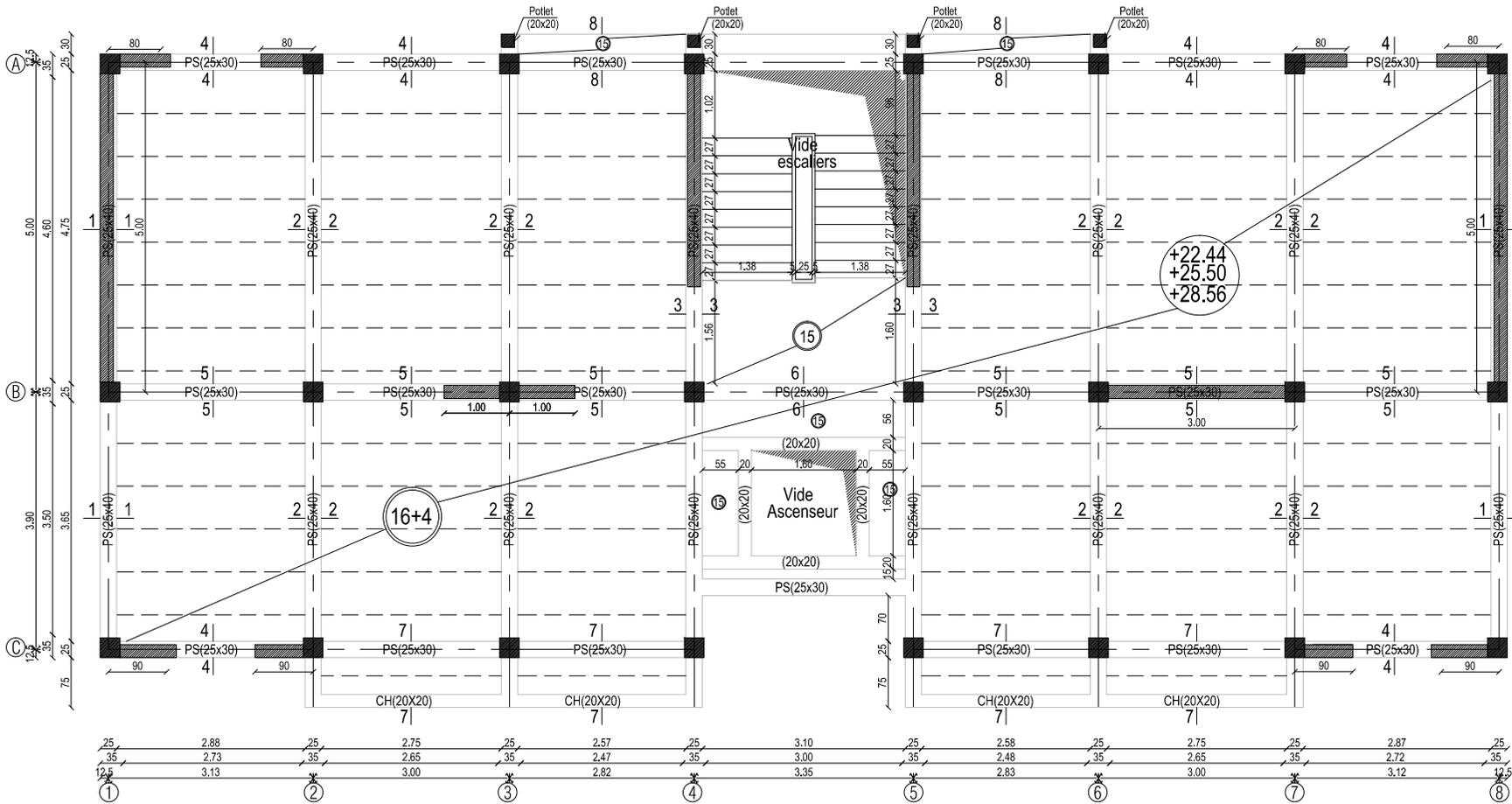
COUPE 7-7



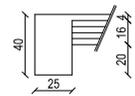
COUPE 8-8



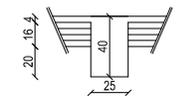
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Melle:OUTOUATI Hayat Melle: SMAILI Karima		COFFRAGE PLANCHER Niv (+10.20)& (+13.26) &(+16.32)&(+19.38)
Dirigé par	Mr BOUHERAOUA	Septembre 2017



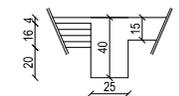
COUPE 1-1



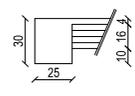
COUPE 2-2



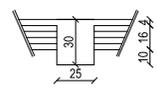
COUPE 3-3



COUPE 4-4

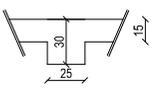


COUPE 5-5

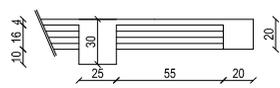


COFFRAGE PLANCHER Niv (+22.44)& (+25.50)&(+28.56)

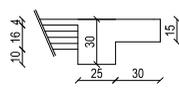
COUPE 6-6



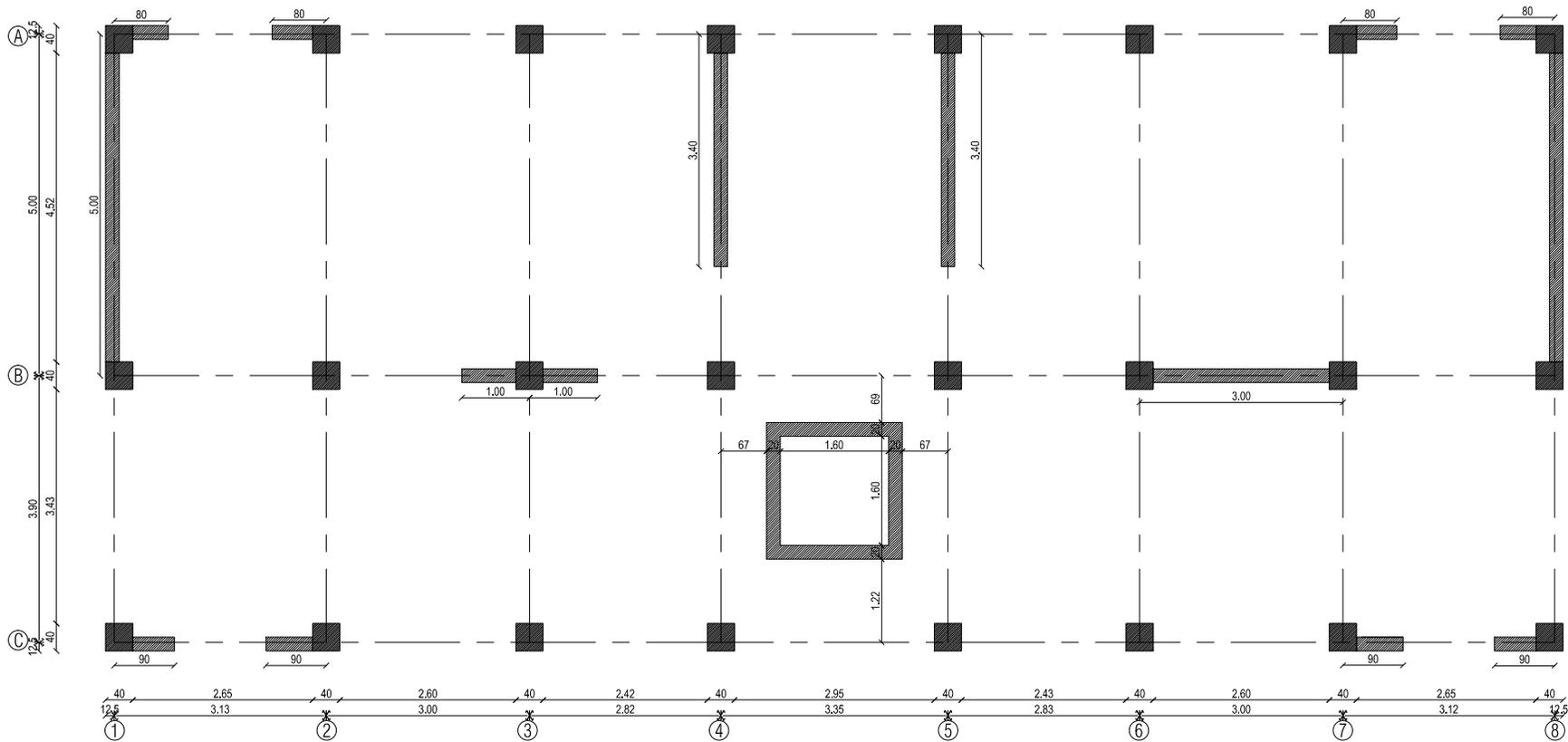
COUPE 7-7



COUPE 8-8



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Étudié par Melle: OUTOUATI Hayat Melle: SMAILI Karima		COFFRAGE PLANCHER Niv (+22.44)& (+25.50) &(+28.56)
Dirigé par	Mr BOUHERAOUA	Septembre 2017



IMPLANTATION DES POTEAUX ET DES VOILES.

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par
 Melle: OUTOUATI Hayat
 Melle: SMAILI Karima

IMPLANTATION POTEAUX VOILES

Dirigé par

Mr BOUHERAOUA

Septembre 2017